



Miguel Ângelo Silva Pires

Licenciado em Engenharia Civil

Interacção estrutura/fundação/terreno: influência das vigas de fundação no comportamento de edifícios fundados em estacas

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil - Estruturas e Geotecnia

Orientador: Doutora Ana Paula Confraria Varatojo

Júri:

Presidente: Prof. Doutor Válder da Guia Lúcio

Arguente: Prof. Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra

Vogal: Prof. Doutora Ana Paula Confraria Varatojo



**FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA**

Julho de 2011

“Copyright” Miguel Ângelo Silva Pires, FCT/UNL E UNL

A Faculdade de Ciencias e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objectivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

- O meu sincero agradecimento à minha orientadora, Professora Ana Paula Confraria Varatojo, pelo seu constante apoio e disponibilidade, pela experiência e conhecimentos que me transmitiu ao longo desta etapa da minha vida;
- Ao Engenheiro Sérgio Vitorino, pela sua colaboração, disponibilidade e esclarecimentos que prestou no desenvolvimento deste trabalho;
- À minha namorada Sara, pelo apoio, dedicação, ajuda e amor;
- Ao gabinete de projectos “Triede” e ao Engenheiro Vaz da Silva, pela sua disponibilidade e esclarecimentos;
- Aos meus pais, irmão e avós pelo apoio e incentivo que demonstraram ao longo de toda a minha vida;
- A todos os meus colegas, nomeadamente aos Engenheiros Filipe Correia, Rui Gonçalves, Pedro Pires, Guilherme Loureiro, João Camões, Nuno Pires e Edgar Domingues, pela amizade, incentivo e ajuda ao longo deste trabalho.

A todos eles o meu muito obrigado.

Resumo

Este trabalho pretende estudar o efeito da implementação de vigas de fundação nos cálculos de edifícios de porte médio, fundados por estacas (fundações indirectas) em betão armado. Como ponto de partida para as análises efectuadas, foi considerado um edifício tipo de 10 pisos constituído por um núcleo central e apoiado através de encastramentos perfeitos, representativo de um edifício corrente no nosso país.

As diferentes modelações foram efectuadas através do programa de elementos finitos “Sap (2000)”, permitindo este modelar a interacção estrutura/fundação/terreno através do modelo de Winkler. Os estudos efectuados para as diferentes hipóteses tiveram como propósito a avaliação de esforços e deformações mediante ou não a presença de vigas de fundação, mas também, a consequente análise dos seus efeitos nos custos das fundações por estacas.

Palavras chave: vigas de fundação; estacas; maciços de encabeçamento; módulo de reacção do solo; esforços; deformações; custos

Abstract

The present research aims to study the effect of the implementation of foundation beams in the design of buildings of medium size (ten floors), founded on piles (deep foundations). It was considered a 3D frame of 10 floors with a central core and supported through immovable built-in supports.

The analysis were carried out with a program of finite elements "Sap (2000) ", wich allows modeling the interaction structure/foundation/ground, using Winkler's model to describe the interaction between soil and each pile. The studies were carried out for various hypotheses and had the purpose of evaluating efforts and deformations using or not beams of foundation between supports and its effects on the costs of the pile solutions.

Key-words: foundation beams; piles; pile caps; soil modulus; efforts; deformations; costs

Simbologia

α	coeficiente de sismicidade
β	coeficiente sísmico
β	rotações relativas entre maciços de encabeçamento
β_0	coeficiente sísmico de referência
$\Delta sdiff$	assentamentos diferenciais entre maciços de encabeçamento
η	coeficiente de comportamento
γ_{gi}	coeficiente de segurança relativo às acções permanentes
γ_q	coeficiente de segurança relativo às acções variáveis
μ	momento flector reduzido
ν	esforço normal reduzido
ψ_{2j}	coeficiente correspondente à acção variável de ordem j
θ_2	rotação nos maciços de encabeçamento segundo a direcção y
$A_{inf,pilar}$	área de influência do pilar
A_{inf}	área de influência da estaca
A_{sv}	armaduras transversais
A_s	armaduras longitudinais
b	largura do pilar
b_m	largura do maciço de encabeçamento
d	diâmetro da estaca
d_h	altura útil do maciço de encabeçamento
D_{mx}	assentamentos máximos absolutos nos maciços

E	acção de base sismo
E	módulo de elasticidade da viga
F	esforço axial actuante na estaca
f_{cd}	valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão
F_d	esforço axial transmitido ao maciço de encabeçamento
F_h	valor das forças horizontais ao nível dos apoios
F_v	valor das forças verticais ao nível dos apoios
F_x	esforço horizontal nos apoios do modelo 1 segundo x
F_y	esforço horizontal nos apoios do modelo 1 segundo y
F_z	esforço horizontal nos apoios do modelo 1 segundo z
H	força horizontal aplicada na cabeça da estaca
h_M	altura dos maciços de encabeçamento
h_p	altura da secção transversal do pilar
h_v	altura da viga a ser pré-dimensionada
I	momento de inércia da viga
K	módulo de reacção do terreno
k	coeficiente de reacção do terreno
k_1	coeficiente de reacção do terreno, obtido em ensaios de placa
$k_{h,fuste}$	rigidez horizontal das molas
$k_{v,fuste}$	rigidez vertical das molas
L	maior vão do edifício tipo
L_{menor}	menor vão dos painéis da laje
$linf$	altura de influência do nó
M	momento flector aplicado na cabeça da estaca
M_f	momento flector na cabeça da estaca na forma vectorial
M_x	momento flector na direcção x na base do núcleo central
M_x	momento flector nos apoios do modelo 1 segundo x

M_y	momento flector na direcção y na base do núcleo central
M_y	momento flector nos apoios do modelo 1 segundo y
$M2$	momento flector na base do pilar na direcção x
$M3$	momento flector na base do pilar na direcção y
n	número de estacas
N_{ed}	valor de cálculo do esforço normal actuante(tracção ou compressão)
n_h	taxa de variação do coeficiente de reacção do terreno
P	esforço axial
p	perímetro da estaca
p_{edlaje}	valor de carga actuante nos pilares resultante da laje
Q	acção de base sobrecarga
q	carregamento aplicado nas fundações directas e indirectas
S_{Ek}	acção sísmica
S_{Gik}	esforço resultante de uma acção permanente
S_{Qk}	esforço resultante de uma acção variável distinta da acção base
V_{ana}	valor das massas calculadas analiticamente
V_f	esforço transversal final na cabeça da estaca na forma vectorial
V_i	força axial aplicada em cada estaca
V_{Sap}	valor das massas retiradas do Sap 2000
V_x	esforço transversal segundo x
V_y	esforço transversal segundo y
$V2$	esforço transversal na base do pilar na direcção x
$V3$	esforço transversal na base do pilar na direcção y
x	profundidade medida a partir da superfície do terreno
y	deslocamento vertical da viga
w	taxa mecânica de armadura

Índice de Texto

1	Introdução	1
1.1	Considerações iniciais	1
1.2	Enquadramento do trabalho	2
1.3	Objectivos	3
1.4	Metodologia	3
1.5	Estrutura da dissertação	3
1.6	Breve revisão bibliográfica	5
2	O problema da interacção estrutura/fundação/terreno	9
2.1	Meio de Winkler	9
2.2	Módulo de reacção horizontal do terreno	11
2.2.1	Descrição da interacção fundação-terreno	13
2.3	Assentamentos e rotações relativas	16
2.3.1	Eurocódigo 7	17
3	Modelação estrutural	21
3.1	Introdução	21
3.2	Regulamentação utilizada	21
3.3	Critérios de pré-dimensionamento	23
3.3.1	Considerações iniciais	23

3.3.2	Estacas e maciços de encabeçamento	25
3.3.2.1	Disposições gerais	25
3.3.2.2	Número de estacas	27
3.4	Implementação do edifício tipo no programa “Sap 2000”	27
3.4.1	Verificações de segurança	27
3.4.2	Acções e combinações consideradas	28
3.4.3	Núcleo central	31
3.4.3.1	Modelação do núcleo central	32
3.4.4	Modelos de fundação implementados no programa	33
3.4.5	Edifício tipo de 10 pisos	35
3.4.5.1	Descrição do Modelo 1	35
4	Apresentação e análise de resultados (Esforços)	39
4.1	Introdução	39
4.2	Modelo 1	41
4.3	Modelos 5 e 6	42
4.3.1	Hipótese 1	42
4.3.1.1	Análise de esforços na cabeça das estacas	42
4.3.2	Hipótese 2	45
4.3.2.1	Análise de esforços na cabeça das estacas	45
4.3.3	Considerações acerca dos resultados obtidos com os modelos 1, 5 e 6	47
4.4	Comparação dos resultados obtidos através dos modelos 1, 2, 3 e 4	48
4.4.1	Hipótese 1	48
4.4.1.1	Esforços na base dos pilares	48
4.4.1.2	Esforços na cabeça das estacas	54

4.4.1.3	Esforços nos maciços de encabeçamento	58
4.4.1.4	Vigas de fundação	64
4.4.2	Hipótese 2	68
4.4.2.1	Esforços na base dos pilares	68
4.4.2.2	Esforços na cabeça das estacas	71
4.4.2.3	Esforços nas vigas de fundação	73
4.4.3	Considerações acerca dos resultados obtidos com os modelos 1, 2, 3 e 4 e as Hipóteses 1 e 2	74
5	Análise de resultados (Assentamentos e rotações relativas)	77
5.1	Considerações iniciais	77
5.2	Hipótese 1	78
5.2.1	Assentamentos nos maciços dos modelos 2, 3 e 4	78
5.2.2	Rotações dos maciços dos modelos 2, 3 e 4	80
5.3	Hipótese 2	85
5.3.1	Assentamentos nos maciços dos modelos 2, 3 e 4	85
5.3.2	Rotações nos maciços dos modelos 2, 3 e 4	89
5.4	Considerações acerca dos resultados obtidos com os modelos 2, 3 e 4	94
5.5	Rotações nos modelos 5 e 6	94
6	Análise de custos	97
6.1	Considerações iniciais	97
6.1.1	Percentagens de armaduras nas vigas	98
6.1.2	Percentagens de armaduras nas estacas	101
6.2	Simulação dos custos para estacas e vigas de fundação nos modelos 3, 4, 5 e 6	105

7	Considerações finais e futuros desenvolvimentos	113
7.1	Considerações finais	113
7.2	Futuros desenvolvimentos	115
	Bibliografia	117
A	CrITÉrios de pré-dimensionamento	121
A.1	Verificações	123
B	Tabelas para determinação de armaduras em estacas	125
C	Tabela para determinação de armaduras de estacas	129

Lista de Figuras

1.1	Modelo tipo de um edifício de 10 pisos (adaptado, Rueff e Varatojo, 2006) . .	5
1.2	Alguns modelos de fundação analisados (adaptado, Rueff e Varatojo, 2006) .	6
1.3	Malha de elementos finitos dos maciços (adaptado, Barros 2009)	7
2.1	Modelo de fundação directa em meio de Winkler	10
2.2	Modelo de estaca em meio de Winkler	10
2.3	Discretização da estaca tipo	14
2.4	Assentamentos e deformações segundo o EC7	19
3.1	Algumas características geométricas de maciços de encabeçamento de estacas	26
3.2	Secção transversal do núcleo	31
3.3	Características do núcleo com modelos fundados em estacas	32
3.4	Modelos de fundação considerados para o edifício tipo	34
3.5	Modelos de fundação isolados	35
3.6	Imagem retirada do Sap 2000 relativa ao edifício de 10 pisos	36
4.1	Esquema do alinhamento em planta do edifício tipo	40
4.2	Localização em planta das estacas estudadas no edifício tipo	43
4.3	Esforços máximos na cabeça das estacas, Hipótese 1	44
4.4	Esforços máximos na cabeça das estacas, Hipótese 2	46
4.5	Esforço axial na base dos pilares	49

4.6	Momento flector segundo y na base dos pilares	50
4.7	Momento flector segundo x na base dos pilares	51
4.8	Esforço transverso segundo x na base dos pilares	52
4.9	Esforço transverso segundo y na base dos pilares	53
4.10	Esforço axial na cabeça das estacas	55
4.11	Momento flector na cabeça das estacas	56
4.12	Esforço transverso na cabeça das estacas	57
4.13	Localização em planta dos maciços no edifício tipo	58
4.14	Esforço axial nos maciços	59
4.15	Momento flector nos maciços de encabeçamento segundo y	60
4.16	Momento flector nos maciços de encabeçamento segundo x	61
4.17	Esforço transverso nos maciços de encabeçamento segundo y	62
4.18	Esforço transverso nos maciços de encabeçamento segundo x	63
4.19	Localização em planta das vigas de fundação analisadas no edifício tipo	64
4.20	Esforço axial nas vigas de fundação	65
4.21	Momento flector nas vigas de fundação	66
4.22	Esforço transverso nas vigas de fundação	67
5.1	Alinhamentos de maciços de encabeçamento	78
5.2	Assentamentos máximos absolutos nos alinhamentos considerados para a Hipótese 1	79
5.3	Assentamentos máximos absolutos nos alinhamentos considerados para a Hipótese 2	86
5.4	Influência da rigidez na distribuição de assentamentos máximos no alinhamento 2	87
5.5	Influência da rigidez na distribuição de assentamentos máximos no alinhamento B	87
5.6	Influência da rigidez na distribuição de assentamentos máximos no alinhamento 9	88
5.7	Influência da rigidez na distribuição de assentamentos máximos no alinhamento A	88
6.1	Localização em planta das vigas de fundação analisadas nos custos	98

Lista de Tabelas

1.1	Modelos de fundação (Rueff e Varatojo, 2006)	6
2.1	Leis de variação do módulo de reacção em profundidade	12
2.2	Módulo de reacção horizontal em areias (Terzaghi,1955)	12
2.3	Módulo de reacção horizontal em argilas	13
2.4	Valores de rotações máximas relativas segundo Bjerrum (1966)	18
3.1	Coefficientes sísmicos e de comportamento retirados do RSA	29
3.2	Acções consideradas	30
3.3	Materiais utilizados no edifício tipo	30
3.4	Dimensões dos maciços de encabeçamento e diâmetro das estacas considerados no edifício tipo	33
3.5	Modelos tipo analisados	35
3.6	Dimensões das secções relativas ao edifício tipo	37
4.1	Esforços nos apoios do modelo 1	41
4.2	Esforços na base dos pilares	42
4.3	Esforços na cabeça das estacas do modelo 5	43
4.4	Esforços na cabeça das estacas do modelo 6	44
4.5	Esforços na cabeça das estacas do modelo 5 para a Hipótese 2	45
4.6	Esforços na cabeça das estacas do modelo 6 para a Hipótese 2	45

4.7	Influência da rigidez dos maciços de encabeçamento nos esforços das estacas do modelo 6, tomados em relação aos resultados do modelo 5	47
4.8	Esforços na base dos pilares do modelo 2, ao nível do piso 0	68
4.9	Esforços na base dos pilares do modelo 3, ao nível do piso 0	68
4.10	Esforços na base dos pilares do modelo 4, ao nível do piso 0	69
4.11	Comparação entre resultados nos modelos 2 e 3 da Hipótese 1, para $n_h = 5 MN/m^3$	70
4.12	Comparação entre resultados nos modelos 2 e 3 da Hipótese 2, para $n_h = 5 MN/m^3$	70
4.13	Esforços na cabeça das estacas modelo 2	71
4.14	Esforços na cabeça das estacas modelo 3	71
4.15	Esforços na cabeça das estacas modelo 4	72
4.16	Comparação entre resultados nos modelos 2 e 3 da Hipótese 1, para $n_h = 5 MN/m^3$	72
4.17	Comparação entre resultados nos modelos 2 e 3 da Hipótese 2, para $n_h = 5 MN/m^3$	73
4.18	Influência da rigidez na distribuição de esforços das vigas de fundação no modelo 3	74
4.19	Influência da rigidez na distribuição de esforços das vigas de fundação no modelo 4	74
5.1	Assentamentos diferenciais entre maciços adjacentes e rotações relativas no alinhamento 2	81
5.2	Assentamentos diferenciais entre maciços adjacentes e rotações relativas no alinhamento B	82
5.3	Assentamentos diferenciais entre maciços adjacentes e rotações relativas no alinhamento 9	83
5.4	Assentamentos diferenciais entre maciços adjacentes e rotações relativas no alinhamento A	84
5.5	Assentamentos diferenciais e rotações relativas entre maciços para Hipótese 2 no alinhamento 2	90

5.6	Assentamentos diferenciais e rotações relativas entre maciços para Hipótese 2 no alinhamento B	91
5.7	Assentamentos diferenciais e rotações relativas entre maciços para Hipótese 2 no alinhamento 9	92
5.8	Assentamentos diferenciais e rotações relativas entre maciços para Hipótese 2 no alinhamento A	93
5.9	Rotações relativas nos maciços de encabeçamento dos modelos 5 e 6	95
6.1	Armaduras longitudinais a meio vão das vigas e comparação das áreas de armaduras dos respectivos modelos	99
6.2	Armaduras longitudinais nos apoios das vigas e comparação das áreas de armaduras dos respectivos modelos	99
6.3	Armaduras transversais das vigas e comparação das áreas de armaduras dos respectivos modelos	100
6.4	Armaduras longitudinais das estacas e comparação de resultados dos modelos 2 e 3, 2 e 4 e 3 e 4	102
6.5	Armaduras longitudinais das estacas e comparação de resultados dos modelos 2 e 5, 4 e 6 e 5 e 6	102
6.6	Armaduras transversais das estacas e comparação das áreas de armaduras nos modelos 2 e 3, 2 e 4 e 3 e 4	103
6.7	Armaduras transversais das estacas e comparação dos modelos 2 e 5, 4 e 6 e 5 e 6	103
6.8	Armaduras longitudinais das vigas de fundação	105
6.9	Armaduras transversais das vigas de fundação	106
6.10	Armaduras longitudinais das estacas	106
6.11	Armaduras transversais das estacas	107
6.12	Preços de venda médio das vigas de fundação e estacas	107
6.13	Mapa de quantidades e diferenças de custos entre modelos relativo a vigas de fundação e estacas de $\phi 800$	109
A.1	Verificação do edifício tipo às cargas verticais	123

A.2	Verificação relativa ao coeficiente sísmico β	123
B.1	Percentagem de armaduras longitudinais para uma gama diâmetros e varões	127
B.2	Diâmetros e armaduras em estacas	128
C.1	Pesos de armaduras longitudinais e transversais para estacas por metro linear	131

Capítulo 1

Introdução

1.1 Considerações iniciais

A escolha do tipo de fundação para um determinado edifício é habitualmente realizada após um estudo que satisfaça as condições técnicas e económicas da obra. Existem diversos parâmetros a ter em conta, tais como estratificação dos terrenos, tipo de terrenos envolvidos em profundidade e respectivas características mecânicas, existência de níveis freáticos, intensidade das acções e até parâmetros relacionados com os tipos de fundação possíveis de ser executados no local, os quais são muito importantes para que se obtenha a melhor solução em termos da fundação a ser adoptada. No caso das camadas superiores do terreno serem incapazes de suportar as acções da estrutura, é necessário recorrer a estratos mais profundos do terreno, através de fundações indirectas. Entre as diversas soluções disponíveis, o uso de estacas de betão armado é uma das utilizadas no projecto geotécnico.

Os diferentes elementos que constituem uma solução de fundação desempenham um papel muito importante, uma vez que são responsáveis, no seu conjunto, pela transmissão dos esforços da superestrutura aos terrenos. A não utilização de elementos como vigas de fundação, que efectuem a ligação dos elementos verticais, tais como pilares e paredes, favorecendo o travamento da estrutura e a transmissão das forças da estrutura ao solo, pode originar um funcionamento não adequado do conjunto, originando deslocamentos diferenciais na base dos diversos pilares e o não aproveitamento do efeito benéfico que estes elementos produzem na redistribuição dos esforços nos diferentes elementos que constituem a estrutura e a fundação propriamente dita.

Através do conhecimento das características dos solos e das acções actuates, o projectista pode otimizar o tipo de fundação a usar. Na prática tradicional, o dimensionamento de fundações indirectas (estacas) é realizado partindo dos esforços obtidos em apoios de encastramento perfeito e, posteriormente, é com base nestes que é efectuado o cálculo autónomo das estacas. Estes cálculos independentes não permitem tirar partido do efeito de interacção

estrutura/fundação/terreno e não traduzem as situações reais, pois a resposta do conjunto não é adequadamente descrita por cálculos onde se analisam separadamente diferentes partes de um todo.

O desempenho real de uma edificação é determinado pelo conjunto destes três componentes, (estrutura/fundação/terreno). A utilização de metodologias integradas de cálculo levam a que se possam obter avaliações mais realistas do comportamento das edificações, não só economicamente, mas também por proporcionarem um maior nível de segurança e fiabilidade para as construções.

1.2 Enquadramento do trabalho

Os programas computacionais são cada vez mais acessíveis e potentes e assumiram papel incontestável na vida dos profissionais da Engenharia, possibilitando maior eficiência na qualidade dos resultados. O progresso da industrialização, aliado ao aumento da competitividade do mercado, obriga à realização de projectos com uma boa relação qualidade/preço, sendo que, por vezes, existem práticas habituais simplistas no projecto geotécnico que não são alvo de estudo detalhado, de modo a tentar perceber as respectivas implicações. No caso de fundações indirectas, é prática habitual o cálculo separado da estrutura e das estacas, promovendo a diminuição do diâmetro das estacas por recurso à implementação de vigas de fundação de grandes dimensões.

O objectivo desta prática corrente é a diminuição dos esforços transmitidos pelos pilares às estacas, forçando uma redistribuição dos esforços pelas vigas de fundação, e assim diminuindo os esforços nas estacas. Note-se que esta prática conduz a menores custos na execução das estacas pelo empreiteiro da especialidade, transferindo para o empreiteiro geral os custos das vigas de fundação.

É importante referir que, muitas vezes, as vigas de fundação não são sequer dimensionadas, pois a sua implementação nos edifícios tem por objectivo apenas o travamento da estrutura ao nível das fundações, servindo também de apoio aos futuros paramentos.

Este estudo surge da necessidade de avaliar o efeito da introdução de vigas de fundação no projecto estrutural. Para o efeito foram desenvolvidas várias situações de cálculo distintas, entres as quais se destacam: consideração de módulos de reacção do terreno numa gama de valores habituais em solos, redistribuição de esforços com implementação de vigas de fundação com diferentes secções transversais e consideração de rigidezes reais e fictícias nos maciços de encabeçamento, com consequente análise de esforços e deformações em diferentes secções ao longo de alinhamentos seleccionados para o efeito.

1.3 Objectivos

Os objectivos do presente trabalho são:

1. Avaliar os efeitos das vigas de fundação, em edifícios correntes, fundados por estacas;
2. Comparar esforços, deslocamentos e rotações em determinadas secções;
3. Analisar deformações admissíveis ao nível dos maciços de encabeçamento das estacas usando critérios definidos no EC7;
4. Avaliar custos, analisando o efeito da consideração de vigas de fundação nos cálculos.

1.4 Metodologia

No estudo realizado foi utilizada como ferramenta informática o programa de cálculo automático “Sap 2000”, baseado no método de elementos finitos, e consideradas análises lineares de 1ª ordem para a modelação estrutural. Numa fase inicial, o edifício tipo estudado foi sujeito a um pré-dimensionamento ao nível das secções consideradas, tais como: vigas, pilares, lajes, maciços e estacas, e posteriormente inserido e modelado no programa referido.

A modelação do terreno foi também efectuada no programa “Sap 2000”, utilizando o meio de Winkler (1867), sendo as estacas discretizadas em vários nós ao longo da fuste. Nesses nós, foram inseridos apoios elásticos (molas) horizontais e verticais para diferentes módulos de reacção do terreno, de modo a caracterizar a rigidez das molas em profundidade e simular o efeito da interacção fundação/terreno.

No presente estudo, usaram-se diferentes Hipóteses de cálculo, procurando-se avaliar a problemática da utilização das vigas de fundação em soluções de fundações por estacas.

1.5 Estrutura da dissertação

A presente dissertação encontra-se dividida em seis capítulos.

O Capítulo 1 refere-se ao enquadramento do trabalho, metodologia do tema, justificação e objectivos. Apresenta-se ainda uma curta revisão bibliográfica, descrevendo os principais temas relacionados com o desenvolvimento do trabalho, bem como as principais conclusões obtidas pelos diferentes autores.

No Capítulo 2 aborda-se o problema da interacção estrutura/fundação/terreno, evidenciando-se a metodologia de Winkler (1867) e descrevendo o modo como se procedeu à modelação da

interacção fundação-terreno neste estudo. Refere-se ainda o problema das deformações nas fundações, salientando-se as deformações admissíveis segundo o EC7, com o intuito de, no Capítulo 5, proceder-se à avaliação das deformações nos maciços.

O Capítulo 3 diz respeito à modelação estrutural, referenciando-se a regulamentação utilizada na modelação do edifício tipo, bem como os critérios de pré-dimensionamento usados na sua definição estrutural. Aborda-se ainda a modelação do edifício tipo no programa de elementos finitos “Sap 2000”, explicando-se o procedimento da introdução do edifício no programa, análise das verificações de segurança, acções consideradas, modelação do núcleo central e modelos de fundação implementados para o estudo. Por último, apresentam-se as secções dos elementos estruturais que caracterizam o edifício tipo.

No Capítulo 4 apresentam-se as análises de resultados relativas aos esforços para o modelo 1 (edifício tipo com apoios de encastramento perfeito) e para os modelos 2, 3 e 4 (modelos de fundação por estacas) ao nível da base dos pilares, maciços de encabeçamento, vigas de fundação e cabeça das estacas. São ainda apresentados os esforços relativos aos modelos autónomos, modelos 5 e 6, onde se avaliam os esforços ao nível da cabeça das estacas, tendo por base os planos de carga obtidos do modelo 1. Neste Capítulo, são avaliados os esforços para duas Hipóteses distintas. Na Hipótese 1 os esforços são avaliados considerando a rigidez real dos maciços de encabeçamento. Na Hipótese 2 os esforços são avaliados considerando a rigidez dos maciços de encabeçamento majorada por um factor multiplicativo de 100, alterando-se para tal a sua inércia.

No Capítulo 5 são apresentadas as análises referentes às deformações nos maciços de encabeçamento nos modelos 2, 3, 4, 5 e 6 e, considerando-se para tal, quatro alinhamentos em planta no edifício tipo. À semelhança do Capítulo 4, neste Capítulo as deformações também foram avaliadas considerando a Hipótese 1 e 2.

O Capítulo 6 apresenta uma análise dos custos das fundações por estacas e das vigas de fundação relativas aos diferentes modelos analisados. Para tal, foi efectuada uma pesquisa no mercado de empreiteiros de fundação profundas, com o propósito de obter custos de fundações por estacas e vigas de fundação e avaliar os efeitos financeiros nos diferentes tipos de modelos estudados.

Por fim, no Capítulo 7 apresentam-se as considerações finais. São ainda apresentadas algumas sugestões para futuros desenvolvimentos.

1.6 Breve revisão bibliográfica

Actualmente, existem alguns trabalhos relacionados com o tema em estudo, sendo a maior parte artigos e dissertações alusivos à interacção estrutura/fundação, mais propriamente, com a modelação de maciços sobre estacas através de elementos finitos, considerando-os elementos isolados, isto é, considerando os mesmos “destacados” do conjunto global.

Rueff e Varatojo (2006) elaboraram um artigo que serve de ponto de partida ao presente estudo, tendo sido avaliado o efeito de interacção estrutura-fundação no dimensionamento de fundações em estacas, relativo a um pórtico plano de 10 pisos, Figura 1.1, representativo de um edifício de porte médio.

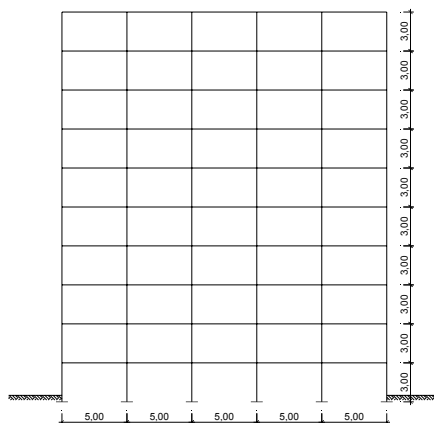


Figura 1.1: Modelo tipo de um edifício de 10 pisos (adaptado, Rueff e Varatojo, 2006)

Neste artigo, e à semelhança deste estudo, foram analisadas diferentes hipóteses de cálculo para diferentes tipos de modelos de fundação, com o objectivo de avaliar a consideração da existência de vigas de fundação em maciços de encabeçamento, ao nível de redistribuição de esforços e assentamentos nas estacas. Na Figura 1.2 estão representados alguns dos tipos de fundação analisados pelos autores citados e na Tabela 1.1 encontram-se descritos os principais modelos de fundação analisados no estudo referido.

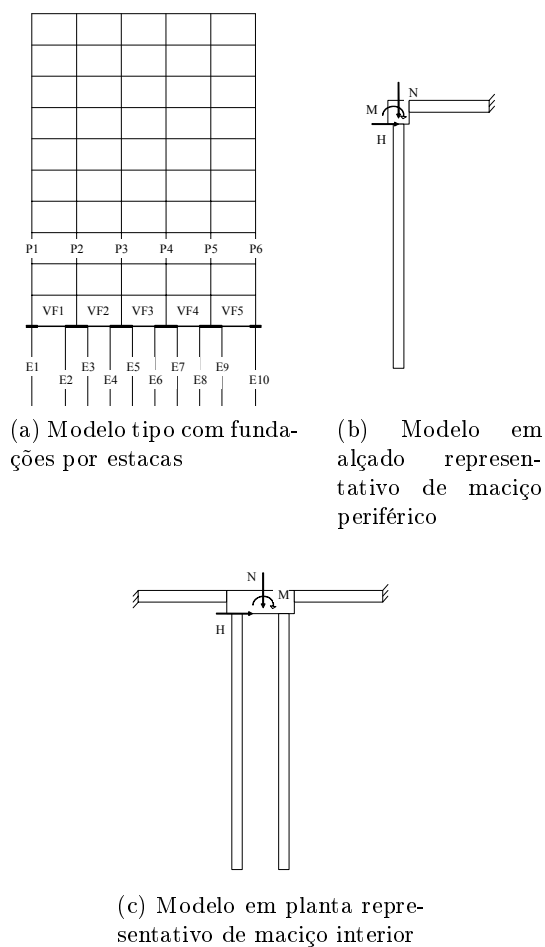


Figura 1.2: Alguns modelos de fundação analisados (adaptado, Rueff e Varatojo, 2006)

Tabela 1.1: Modelos de fundação (Rueff e Varatojo, 2006)

Modelos	Descrição dos modelos
1	Pórtico tipo modelado com apoios de encastramento perfeito ao nível da ligação estrutura/fundação
2	Pórtico tipo modelado com fundações por estacas de ponta nas quais se aplicaram molas representativas da interacção estaca/terreno
3	Pórtico tipo modelado com fundações por estacas de ponta nas quais se aplicaram molas representativas da interacção estaca/terreno e em que se consideraram vigas de fundação de secção $0.35 \times 0.60 \text{ m}^2$ ao nível do encabeçamento das estacas
4	Pórtico tipo modelado com fundações por estacas de ponta nas quais se aplicaram molas representativas da interacção estaca/terreno e em que se consideraram vigas de fundação de secção $0.65 \times 1.10 \text{ m}^2$ ao nível do encabeçamento das estacas

Conclui-se que dos modelos analisados, os modelos 2, 3 e 4 conduziram a menores esforços e deformações nas estacas. Por outro lado, abordando o ponto de vista económico, chegou-se à conclusão que em todos os modelos e tomando a situação mais desfavorável, o diâmetro escolhido para as estacas era adequado, não se verificando em nenhuma situação a alteração do mesmo, sendo que relativamente às armaduras das estacas, as percentagens mecânicas w resultam entre 0,31 e 0,37.

Barros (2009), elaborou um estudo relativo à utilização de vigas de fundação perpendiculares ao alinhamento de estacas em maciços de encabeçamento com cavidade parcialmente embutida. Foi avaliado o efeito que a viga de fundação provoca no maciço de encabeçamento, quando apoiada nas paredes laterais da cavidade¹. Estes maciços de encabeçamento tinham a particularidade de apresentarem uma cavidade para apoio dos pilares, posteriormente à betonagem “in situ”, sendo que o comportamento de maciços de fundação com cavidade totalmente embutida é objecto de muitas dúvidas no meio técnico, uma vez que na literatura existem poucos trabalhos que abordem o assunto.

O autor desenvolveu uma análise numérica tridimensional utilizando um programa baseado no método dos elementos finitos, no qual foi considerada a não-linearidade física dos materiais. Foram estudados maciços sobre duas estacas com uma cavidade totalmente embutida no maciço, utilizada na ligação com pilar pré-moldado. A Figura 1.3, mostra a modelação efectuada por Barros (2009) pelo método de elementos finitos nos maciços sobre duas estacas, mediante presença ou não de viga de fundação.

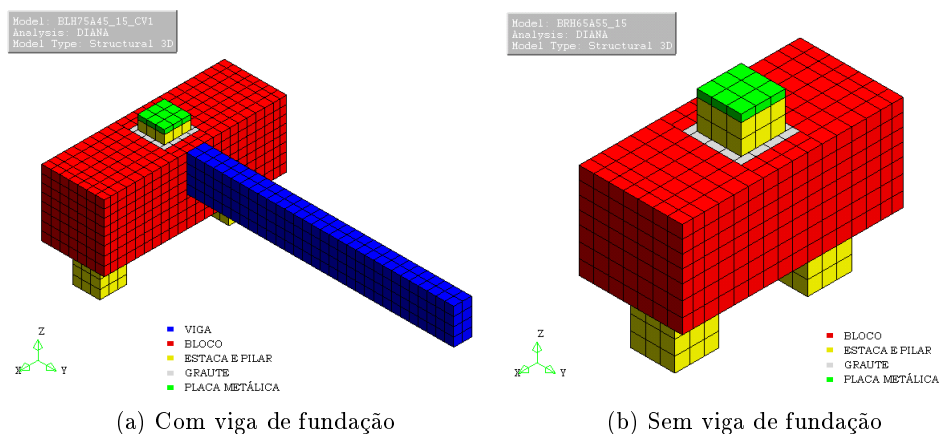


Figura 1.3: Malha de elementos finitos dos maciços (adaptado, Barros 2009)

Os resultados deste estudo mostraram que a introdução da viga de fundação no maciço não provocou qualquer alteração no comportamento estrutural do conjunto, e que de um modo geral as paredes da cavidade conseguem transmitir as acções provenientes da viga de travamento, sem comprometer o funcionamento do maciço. Segundo o autor, conclui-se que o facto

¹Abertura no maciço de encabeçamento, que posteriormente serve de apoio ao pilar

de se considerar a presença das vigas de fundação nos projectos estruturais, não prejudica o comportamento dos maciços.

Existem outros trabalhos relacionados com o assunto do presente estudo. Contudo, são genericamente trabalhos relacionados com a modelação de maciços de fundação apoiados sobre “n” estacas, com o intuito de avaliar o comportamento dos maciços, um pouco à margem do objectivo que se pretende.

As vigas de fundação podem ser caracterizadas como um elemento estrutural entre elementos de fundação, sejam eles maciços de encabeçamento ou sapatas isoladas. Têm como finalidade o travamento da estrutura ao nível das fundações e uma redistribuição dos esforços provenientes da estrutura, minimizando assentamentos diferenciais que se poderiam manifestar inadequados na sua ausência. Na maior parte das situações, as vigas de fundação servem de base a futuros paramentos.

Capítulo 2

O problema da interacção estrutura/fundação/terreno

2.1 Meio de Winkler

Os modelos estudados e implementados no programa “Sap (2000)” recorrem ao meio de Winkler (1867), no que respeita à interacção terreno/fundação, pois é o único tipo de modelação de que o programa dispõe para o efeito.

Winkler (1867) propõe que o terreno seja assimilado a uma série de molas com comportamento elástico e linear e independentes entre si. A rigidez das molas é caracterizada por uma constante de proporcionalidade entre a pressão aplicada e a deformação da mola, de que resulta num coeficiente de reacção k com as dimensões $[FL^{-3}]$.

Através deste parâmetro pode definir-se ainda uma outra grandeza, que diz respeito ao módulo de reacção do solo K , que resulta do produto entre o coeficiente de reacção pelo diâmetro (ou dimensão transversal) da estaca, com as unidades $[FL^{-2}]$. Este modelo pode ser utilizado tanto para fundações directas como para fundações indirectas, tal como se mostra nas Figuras 2.1 e 2.2, onde q corresponde ao carregamento aplicado tanto nas fundações directas como indirectas, H é a força horizontal e M o momento flector, aplicados na cabeça da estaca.

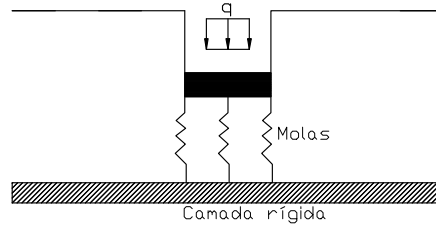


Figura 2.1: Modelo de fundação directa em meio de Winkler

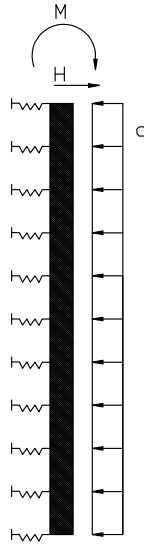


Figura 2.2: Modelo de estaca em meio de Winkler

A metodologia de Winkler (1867) consiste em representar a fundação através de uma peça linear, do tipo viga apoiada num meio elástico “discreto”, constituído por molas infinitamente próximas, mas sem ligação entre si (Santos, 2008). Em relação a fundações indirectas, o comportamento da estaca é simulado como se tratasse de uma viga contínua, rodada de 90° relativamente ao caso anterior. A solução diferencial que define o comportamento da viga, foi apresentada por Timoshenko (1951). Deste modo, se considerarmos o equilíbrio transversal da viga vem:

$$\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} = q \quad (2.1)$$

onde M é o momento flector, x a profundidade e q a pressão aplicada.

Caso se considere válida a hipótese dos pequenos deslocamentos, a expressão anterior pode ser escrita como:

$$\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} = -EI \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (2.2)$$

onde y representa o deslocamento horizontal, E o módulo de elasticidade da viga e I o seu momento inércia. Se as características da viga (EI) se mantiverem constantes, e considerando

$q = -K(x)y$, a equação anterior toma a seguinte forma:

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = q(x)y \quad (2.3)$$

As soluções desta equação diferencial de 4^o grau passa pela sua integração, atendendo ao carregamento e às condições de fronteira do problema em causa.

Entre as hipóteses simplificativas do meio de Winkler, a mais questionada é o facto de caracterizar o terreno como descontínuo, tornando assim interessante comparar resultados com os obtidos através de modelos elásticos contínuos para descrever o comportamento do terreno e que permitem atender à interacção entre estacas através do terreno. Contudo, no âmbito deste trabalho tal não vai ser abordado.

Importa ainda referir que, ainda hoje em dia, a ferramenta de cálculo automático é bastante limitada para a realização de cálculos integrados, isto é, para tratar de forma global problema de interacção estrutura/fundação/terreno, por razões associadas à dimensão do problema. Genericamente e em anos recentes, o programa “FLAC”, com recurso ao método das diferenças finitas, tem permitido a implementação deste tipo de problemas, ainda que basicamente no domínio da investigação.

2.2 Módulo de reacção horizontal do terreno

Os problemas da interacção estrutura/fundação/terreno envolvem a necessidade de caracterizar mecanicamente os terrenos envolvidos em função do tipo de lei constitutiva que se pretende adoptar para descrever a resposta dos terrenos. Tendo em conta o facto do programa “Sap 2000” apenas permitir modelar o terreno de fundação através do modelo de Winkler, apenas interessa focar aqui alguns aspectos relacionados com o conceito de módulo de reacção dos solos.

Este parâmetro é de difícil quantificação pois, para além de depender de inúmeros parâmetros, ainda que essencialmente das condições de drenagem e carregamento dos solos, tal como o módulo de deformabilidade, depende também da dimensão transversal da fundação em causa.

Existe um leque variado de propostas para avaliação do módulo de reacção em solos, sendo que a prática habitual é a de organizar os solos em dois grandes grupos: areias e argilas, sendo que dentro das argilas ainda é habitual subdividir entre argilas moles a médias e rijas, originando uma dispersão de propostas por diferentes autores. Contudo, os ensaios mais conhecidos para avaliação directa ou indirecta deste parâmetro são: ensaio SPT (ensaio de penetração dinâmica), CPT (ensaio com cone holandês), pressiométrico e o ensaio de placa.

Segundo Varatojo (1996), existem na bibliografia muitas propostas referentes à variação do módulo de reacção em profundidade, apresentadas na Tabela 2.1, sendo que $K = \text{constante}$ e

$k_h = n_h \frac{x}{d}$ casos particulares das expressões indicadas e onde n_h representa a taxa de variação do coeficiente de reacção do solo em profundidade e $K = k_h d$.

Tabela 2.1: Leis de variação do módulo de reacção em profundidade

Autor	Lei genérica
Palmer e Thompson (1948)	$k_h = K_L (\frac{x}{L})^n$, $K_L = k_{h_{x=L}}$
Matlock e Reese (1960)	$k_h = k_h(n) \frac{x^n}{d}$ $K = k_1 + k_2 x + k_3 x^2$
Verdeyen e Gillet (1967)	$K' = \frac{k_h(x)}{x^n}$
Adam e Lejay (1971)	$k_h = K_L(1 - e^{-nx})$

Na prática, é habitual admitir-se que o módulo de reacção cresce linearmente em profundidade em areias e em argilas moles a médias normalmente consolidadas e é constante em profundidade em argilas rijas.

São apresentadas seguidamente, nas Tabelas 2.2 e 2.3, algumas propostas de módulos de reacção horizontal, não se tendo realizado uma pesquisa sistemática de diferentes propostas por o mesmo não ser necessário no âmbito deste trabalho. De facto, pretende-se apenas comparar resultados para uma gama plausível de valores de módulos de reacção dos terrenos.

- **Solos arenosos** (com módulo de reacção crescente em profundidade $K = n_h x$)

Tabela 2.2: Módulo de reacção horizontal em areias (Terzaghi, 1955)

$n_h [kN/m^3]$		
Compacidade da areia	Seca ou húmida	Submersa
Solta	2300	1300
Média	6800	4500
Compacta	18000	11000

- Solos argilosos

Tabela 2.3: Módulo de reacção horizontal em argilas

Argilas normalmente consolidadas	
Módulo de reacção crescente em profundidade $K = k_h d = n_h x$	
Argila orgânica	Argila mole
$n_h = 110 \text{ a } 270 \text{ kN/m}^3$ Peck e Davisson (1962)	$n_h = 160 \text{ a } 3450 \text{ kN/m}^3$ Reese e Matlock (1956)
$n_h = 110 \text{ a } 810 \text{ kN/m}^3$ Davisson (1962)	$n_h = 270 \text{ a } 540 \text{ kN/m}^3$ Davisson e Prakash (1963)
Argilas sobreconsolidadas (Terzaghi, 1955)	
Módulo de reacção constante em profundidade, $K = k_h d = \text{constante}$	
Consistência da argila	$k_h = \frac{k_1}{1.5} (\text{kN/m}^3)$
Rija	18000
Muito rija	36000
Dura	>72000

Na Tabela 2.3 o parâmetro k_1 representa o coeficiente de reacção do solo obtido através da realização de ensaios de placa quadrada com 1 pé de lado.

Como se verá mais à frente, usaram-se diferentes valores de n_h para descrever a interacção das fundações em estacas com o terreno. O valor mais baixo aproxima a ordem de grandeza dos valores habituais em argilas moles normalmente consolidadas, o intermédio em argilas e areias médias e o valor mais elevado é da gama corrente em areias compactas. Note-se que em areias soltas o valor de n_h situa-se entre os valores mais baixos e intermédios considerados.

2.2.1 Descrição da interacção fundação-terreno

A modelação com recurso a estacas é o principal modelo de fundação estudado no âmbito deste trabalho, ainda que o modelo 1 (edifício com apoios de encastramento) tenha também servido para efeitos de pré-dimensionamento de soluções de fundações: estacas e maciços de encabeçamento. A modelação da interacção fundação/terreno, nos modelos de estacas, teve como base o modelo de Winkler (1867) referido anteriormente, em que as estacas foram modeladas com recurso a apoios elásticos. As estacas foram discretizadas em nós como mostra a Figura 2.3.

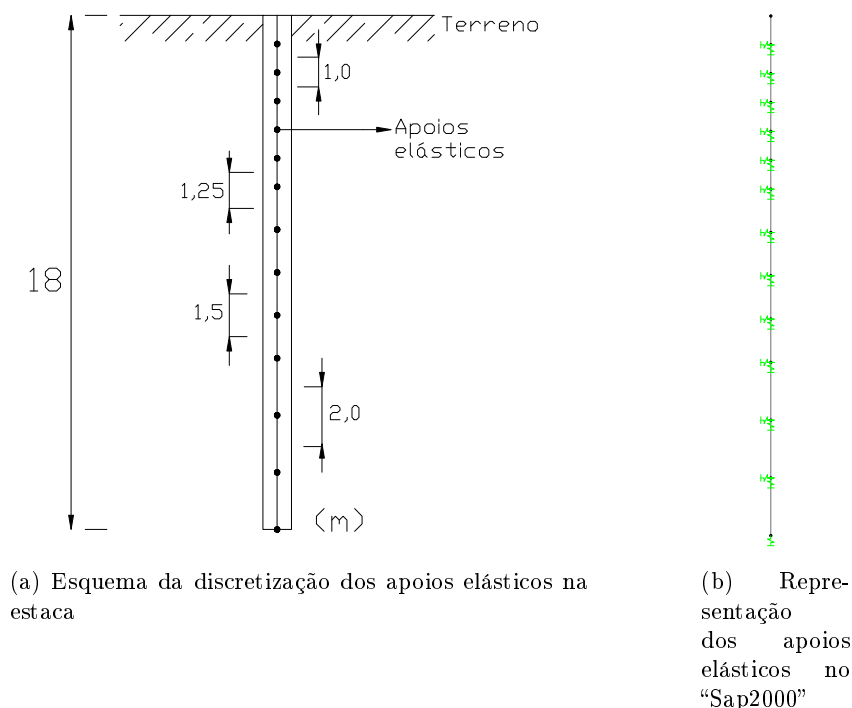


Figura 2.3: Discretização da estaca tipo

No programa de calculo automático, os apoios elásticos¹ foram inseridos ao nível dos nós, segundo as direcções (x,y,z), de modo a simular o comportamento e as propriedades do solo através do parâmetro K com dimensões $[FL^{-2}]$.

Relativamente ao módulo de reacção horizontal do terreno, a formulação considerada foi:

$$K = n_h \cdot x \quad (2.4)$$

em que n_h representa a taxa de variação do módulo de reacção crescendo linearmente em profundidade a partir de um valor nulo à superfície do terreno e x a profundidade medida a partir da superfície do terreno.

Muitas vezes, em projecto, opta-se por não se considerar molas representativas em cada nó nas três direcções, isto é, para simular o comportamento vertical da estaca, coloca-se apenas uma mola vertical na ponta da mesma. Ora, neste estudo, optou-se por se considerar molas verticais ao nível de todos os nós, ao longo do desenvolvimento da estaca. Note-se que ao adoptar apenas uma mola vertical na ponta da estaca, esta comportar-se-ia estruturalmente como se de uma estaca de ponta se tratasse, o que em termos de simulação, não corresponde à generalidade dos casos práticos.

¹Molas consideradas na discretização da estaca

A rigidez das molas horizontais introduzidas ao nível dos nós, considerando a discretização anterior, foram calculadas da seguinte forma:

$$k_{h,fuste} = K(x).l_{inf}, [FL^{-1}] \quad (2.5)$$

em que $K(x)$ representa o módulo de reacção horizontal do solo, e l_{inf} é a altura de influência do nó.

Em relação às molas verticais, e à semelhança das horizontais, foram consideradas molas verticais ao nível de todos os nós, de forma a simular a transferência de cargas verticais em todo o desenvolvimento longitudinal das estacas. Desta forma, a expressão considerada para o cálculo da rigidez das molas verticais é a seguinte:

$$k_{v,fuste} = K(x).l_{inf}.\frac{p}{d}, [FL^{-1}] \quad (2.6)$$

onde p é o perímetro da estaca e d o seu diâmetro.

Por fim, considerou-se uma mola vertical na ponta das estacas, de modo a simular a rigidez vertical na ponta das mesmas, introduzida no último nó inferior da estaca. A expressão que permite calcular a respectiva rigidez é a seguinte:

$$k_{v,ponta} = K(x).\frac{A_{inf}}{d}, [FL^{-1}] \quad (2.7)$$

em que A_{inf} representa área de influência da estaca, isto é, corresponde à área de superfície de contacto na ponta da estaca.

Quanto à rigidez vertical das molas há três questões que interessa aqui realçar. A primeira diz respeito ao facto de se terem considerado molas com rigidez não nula e de valor “idêntico” a cada profundidade à das molas horizontais. Esta hipótese permite simular transferência de carga axial para o terreno ao longo do fuste das estacas, ao contrário da hipótese alternativa que seria considerar apenas uma única mola vertical na extremidade inferior das estacas.

Esta última hipótese colocaria as estacas a trabalhar inteiramente de ponta para os carregamentos axiais, o que parece não corresponder à maioria das situações reais, confirmadas em obra pela generalidade dos ensaios em verdadeira grandeza.

A segunda questão, relacionada com a anterior, diz respeito à ordem de grandeza da rigidez vertical a atribuir às molas ao longo do fuste das estacas. Admitindo que a generalidade dos terrenos atravessados por estacas são de origem sedimentar, faria sentido seleccionar módulos de reacção verticais superiores aos horizontais, a cada profundidade.

Contudo, e na ausência de propostas na bibliografia para este efeito específico, optou-se por tomar módulos de reacção iguais nas três direcções às profundidades necessárias, quantificando a rigidez das molas através das expressões 2.5 e 2.6.

A terceira questão diz respeito à rigidez da mola vertical na ponta das estacas. Considerando que na generalidade dos casos práticos as estacas são executadas até profundidades tais que atingem e penetram em regra 2 a 6 diâmetros em terrenos de elevada resistência e reduzida deformabilidade, poderia ter-se considerado nos casos estudados um estrato inferior com estas características, isto é, com valores de módulo de reacção contrastantes com os valores considerados ao longo dos fustes.

Contudo, tendo em conta o comprimento admitido para as estacas ($L=18\text{m}$) e os valores de n_h considerados ($0,5;5;10\text{ MN/m}^3$) verifica-se que aos 18m de profundidade o módulo de reacção (K) vale respectivamente 9, 90 e 180 MPa .

Ora, admitindo-se que o “firme” era constituído por argilas rijas a duras sobreconsolidadas (o caso das areias compactas está incluído nos casos estudados), verifica-se que para $d = 0,8\text{m}$ e $d = 1,0\text{m}$ (ver Tabela 3.4) se obtém da Tabela 2.3 ($K = k_h d$) valores de módulo de reacção iguais a 14, 29 e $> 58\text{ kPa}$ e a 18, 36 e $> 72\text{ kPa}$, respectivamente. Ora, com excepção do caso em que $d = 0,8\text{m}$ e das argilas rijas, os valores considerados nos cálculos são superiores os que resultariam da proposta de Terzaghi. Volta-se a esta questão na análise dos resultados apresentados no Capítulo 4 (parágrafo 4.4).

2.3 Assentamentos e rotações relativas

A modelação do efeito de interacção estrutura/fundação/terreno no projecto geotécnico pode de certo modo descobrir uma significativa redistribuição dos esforços nos elementos estruturais em qualquer estrutura, em particular, ao nível dos esforços normais, momentos flectores e esforços transversos nos pilares e, ao mesmo tempo, na forma e intensidade da distribuição dos assentamentos diferenciais, possibilitando projectos mais eficientes e económicos.

No cálculo estrutural, a estrutura é geralmente modelada assumindo apoios de encastramento, sendo posteriormente calculadas as reacções nos apoios. Com base nestas reacções, e num cálculo separado, são habitualmente dimensionadas as fundações, tendo em conta os terrenos envolvidos. Este dimensionamento envolve a avaliação da capacidade resistente e das deformações envolvidas na resposta das fundações aos carregamentos impostos pelas estruturas. Note-se que mesmo voltando a calcular a estrutura, impondo-lhe agora as deformações previstas no cálculo anterior, o mesmo não permite atender, de forma realista, à resposta global do conjunto estrutura/fundação/terreno pois, necessariamente, os esforços e as deformações na estrutura e nas fundações resultam diferentes nos dois tipos de cálculos. É portanto questionável uma metodologia que considere o conjunto infraestrutura e solo de fundação totalmente independentes da superestrutura, desprezando desta forma os efeitos provenientes das interacções em jogo.

A prática habitual do projecto de fundações em estacas parte assim de um plano de cargas a transmitir ao terreno obtido em cálculo independente e, como forma de aligeirar os custos

da fundação indirecta, é corrente o projectista proceder à redistribuição dos esforços em cada apoio introduzindo vigas de fundação embutidas nos maciços de encabeçamento das estacas.

Ora este processo, originando menores esforços nas estacas de cada maciço, torna-se questionável, na medida em que ao considerarem-se as vigas de fundação, com o objectivo de reduzir os esforços na estacas, têm de ocorrer, supostamente, deformações consideráveis nos maciços, deformações estas não consideradas nos cálculos mas que podem, eventualmente, atingir valores superiores aos máximos admissíveis. Desta forma, pretende-se também com este estudo, avaliar em concreto este tipo de problema e tentar perceber o efeito das vigas de fundação ao nível da resposta do conjunto.

Outro factor que afecta a distribuição dos esforços e deformações é a rigidez da estrutura. No presente trabalho analisou-se a resposta de um edifício tipo de 10 pisos, com uma geometria em planta relativamente simples, tendo-se realizado o seu pré-dimensionamento de acordo com as metodologias apresentadas no Capítulo 3. Admite-se que a generalização das conclusões deste trabalho obrigaria ao estudo do mesmo edifício com diferentes rigidezes e mesmo à extensão do trabalho a edifícios de portes inferiores e superiores.

No âmbito deste trabalho os maciços de encabeçamento não são elementos estruturais isolados, mas sim um sistema composto também por estacas, possuindo ou não vigas de fundação. O EC7 faz apenas referência a valores limites dos movimentos para fundações superficiais. Entende-se, contudo, que os mesmos servem de referência para o tipo de análises a efectuar mais adiante.

No parágrafo 2.3.1 apresenta-se um breve resumo dos valores limites dos movimentos, tanto para estados limites últimos como para estados limites de utilização.

2.3.1 Eurocódigo 7

No projecto de fundações devem ser estabelecidos valores limite para os movimentos em geral, evidenciando-se, em particular, os movimentos diferenciais, que podem provocar estados limites na estrutura fundada. O EC7 (2004) considera que os valores limites de movimentos e deformações dependem de:

- tipo de estrutura;
- material estrutural;
- tipo de fundação;
- tipo de terreno;
- modo de deformação;
- utilização prevista para a estrutura.

Segundo Bjerrum (1966), os valores máximos de rotações relativas para fundações capazes de provocar alterações na estrutura são as indicados na Tabela 2.4.

Tabela 2.4: Valores de rotações máximas relativas segundo Bjerrum (1966)

Rotações	Consequências
1/150	Susceptível de provocar danos em estruturas correntes
1/250	Provoca rotações visíveis em edifícios rígidos
1/300	Provoca fendilhação em parede contínuas
1/500	Provoca fendilhação em edifícios correntes
1/600	Susceptível de provocar acréscimo de carga em estruturas correntes
1/750	Para equipamentos sensíveis a assentamentos, provoca alterações

O Anexo H do EC7 estabelece valores de rotação relativas máximas susceptíveis de causar um estado limite último e de utilização na estrutura. Em relação aos estados limites últimos, o EC7 prevê que para valores na ordem dos 1/150 podem ocorrer alterações nas estruturas. Relativamente a estados limites de utilização, o EC7 estabelece que valores de rotação relativas compreendidas entre de 1/2000 e 1/300 podem considerar-se aceitáveis, embora para outras estruturas seja aceitável uma rotação relativa máxima de 1/500.

Em relação aos assentamentos admissíveis propostos pelo EC7 para fundações isoladas, o seu Anexo H considera que assentamentos totais até 50 mm são aceitáveis para muitas estruturas, e que, relativamente a assentamentos diferenciais entre pilares adjacentes, não deve ser excedido um valor de 20 mm. O EC7 prevê que se podem considerar maiores assentamentos nas fundações desde que estes não originem rotações superiores às estipuladas e não causem inclinações indesejadas capazes de comprometer a ligação das restantes infraestruturas à superestrutura.

A Figura 2.4 exemplifica a forma de avaliar os assentamentos e as rotações para fundações superficiais segundo o EC7, num determinado alinhamento.

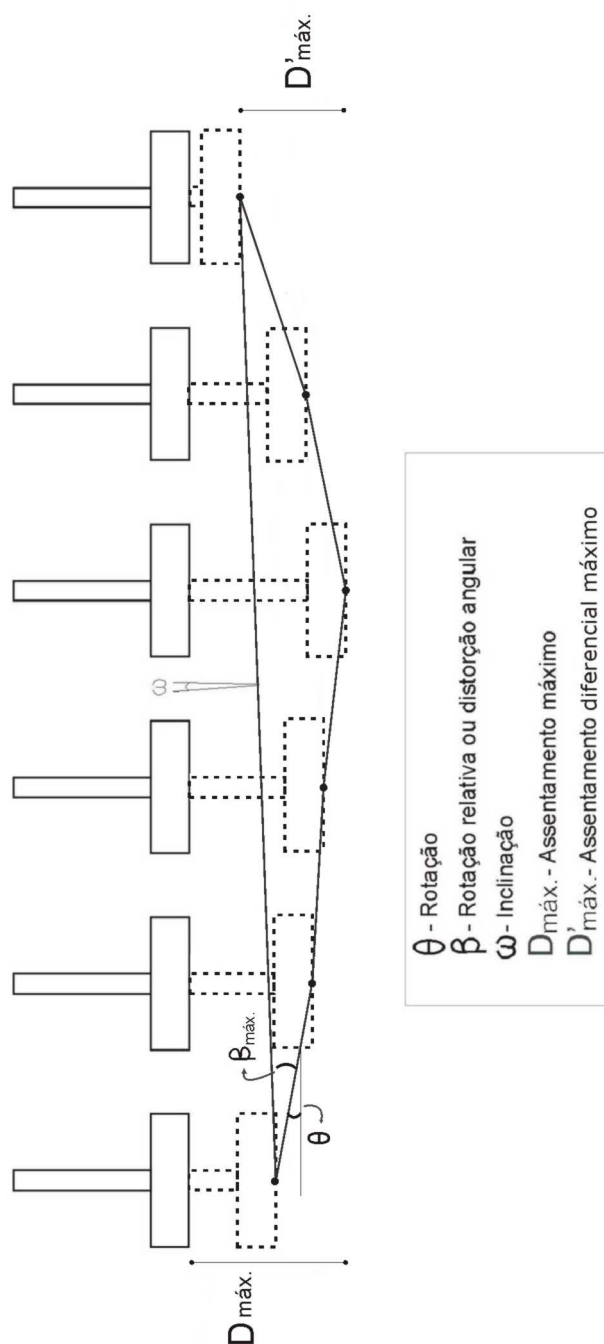


Figura 2.4: Assentamentos e deformações segundo o EC7

Capítulo 3

Modelação estrutural

3.1 Introdução

Neste capítulo é efectuada uma abordagem de critérios de pré-dimensionamento e de algumas recomendações adoptadas na modelação do edifício tipo estudado. A escolha do edifício tipo com 10 pisos baseou-se no panorama actual dos edifícios de porte médio em Lisboa.

A respectiva modelação foi efectuada de acordo com a regulamentação actualmente utilizada no nosso país, de tal forma que os regulamentos utilizados a nível do pré-dimensionamento e a escolha das acções para a respectiva modelação foram: RSA (Regulamento de Segurança e Acções), EC2, EC7 e REBAP (Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré-esforçado).

No pré-dimensionamento dos elementos estruturais, tais como: pilares, vigas e lajes, foram utilizadas as recomendações normalmente utilizadas no projecto estrutural com base nos carregamentos verticais, salvaguardando os estados limites de utilização previstos no EC2 e EC7. No pré-dimensionamento das fundações, relativamente a maciços de encabeçamento e estacas, foram tidos alguns princípios gerais correntes de pré-dimensionamento.

Por último, em relação à definição das acções e combinações consideradas na modelação do edifício tipo, utilizou-se o RSA, o qual também foi utilizado nas verificações de segurança.

3.2 Regulamentação utilizada

No âmbito deste estudo, e dada a complexidade estrutural envolvida nas estruturas modeladas, é feita uma breve descrição dos regulamentos utilizados neste trabalho. Hoje em dia existe um vasto leque de regulamentação para o dimensionamento estrutural, contudo, apresentam-se seguidamente os principais regulamentos utilizados neste trabalho:

- **Regulamento de segurança e acções em estruturas de edifícios e pontes (RSA):**

Classifica e quantifica os diferentes tipos de acções e combinações destas que interessam ao dimensionamento das estruturas de edifícios e pontes, especificando os princípios gerais a ser respeitados na verificação da segurança estrutural. A acção sísmica, neste regulamento, é genericamente determinada por métodos de análise dinâmica, admitindo no entanto uma análise por um sistema de forças estáticas horizontais em estruturas designadas por correntes¹. Relativamente ao dimensionamento, este é feito de acordo com a metodologia de dimensionamento directo, a qual quantifica o comportamento não linear das estruturas, seguindo para este efeito os itens seguintes:

1. Efectuar uma análise elástica e linear da estrutura;
2. Dividir os esforços obtidos na análise elástica pelo coeficiente de comportamento adequado, para deste modo considerar o comportamento não linear na estrutura;
3. Verificar a segurança da estrutura para os esforços obtidos.

- **Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado (REBAP) :**

Contempla, à semelhança do REBA (Regulamento de Estrutura de Betão Armado), e para além das estruturas de betão armado, as estruturas em betão pré-esforçado, sintetizando as disposições preconizadas pelo **Model Code** (1978) do Comité Euro-Internacional do Betão, CEB.

Segundo Romãozinho (2008), com o desenvolvimento dos Eurocódigos estruturais, lançados pela Comissão das Comunidades Europeias, Portugal começou a implementar faseadamente esta regulamentação, conduzida pelo LNEC (Laboratório Nacional de Engenharia Civil) e responsável pelas suas traduções. De uma forma simplificada, pode considerar-se que aos Eurocódigos 0 e 1 corresponde na actual regulamentação Portuguesa o RSA, sendo que o Eurocódigo 2 (Regulamento europeu para o cálculo de estruturas de Betão armado) e o Eurocódigo 3 (Regulamento europeu para o cálculo de estruturas de aço) condizem, respectivamente, ao REBAP e ao REAE (Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios). Embora os Eurocódigos sejam a regulamentação do futuro, nada impede actualmente a utilização dos regulamentos Portugueses em vigor no projecto estrutural.

¹Designação referida e explicitada no artigo 30.4 do RSA

- **Eurocódigo 2** (Projecto de estruturas de betão)

Introduz alguns conceitos novos ou mais desenvolvidos no projecto estrutural, embora tenha a mesma base do REBAP. Classifica os ambientes de forma mais pormenorizada e trata de forma mais cuidadosa as disposições construtivas relacionadas com durabilidade.

- **Eurocódigo 7** (Projecto geotécnico):

O EC7 é um documento bastante sucinto, o que contrasta com a generalidade dos restantes eurocódigos, especificadamente os de estruturas de betão (EC2) e de aço (EC3), que se caracterizam como sendo documentos bastantes detalhados e elaborados. O EC7 estabelece, sobretudo, exigências para o projecto geotécnico ao nível geral das verificações de segurança, introduzindo a obrigatoriedade de se utilizarem factores de segurança parciais. No entanto, é algo omissivo no que respeita a métodos de cálculo.

3.3 Critérios de pré-dimensionamento

3.3.1 Considerações iniciais

O pré-dimensionamento da estrutura tipo deste trabalho foi muito importante, na medida em que todos os edifícios devem apresentar um adequado nível de fiabilidade e segurança estrutural, de modo a que se possam considerar admissíveis. A concepção do pré-dimensionamento de soluções estruturais depende de vários factores condicionantes, tais como elementos arquitectónicos, acções actuantes, condições climáticas, topografia, condições geológicas/geotécnicas e hidrogeológicas, local da construção e, por último, exigências funcionais.

Na modelação da estrutura considerada tentou-se ter todos estes factores em consideração, de tal forma que o pré-dimensionamento da estrutura em estudo ao nível de vigas, pilares e lajes foi efectuado segundo os seguintes critérios (Lúcio, 2009):

- Vigas

Nas vigas, o principal elemento a ser dimensionado é a altura, e isso é dado em relação ao comprimento do vão. Considerando que o maior vão do edifício tipo é de 6 m, e tratando-se de vão interior de viga, vem que a altura da viga:

$$h_v \approx \frac{L}{10a12}(m) \quad (3.1)$$

sendo L o maior vão. Esta expressão é aplicável para valores correntes, sendo necessário verificar a deformação da viga.

- Pilares

O pré-dimensionamento dos pilares torna-se mais complexo que as outras secções, isto porque, numa primeira fase, é necessário proceder à localização e ao levantamento dos pilares com maiores esforços, e efectuar posteriormente o cálculo das áreas de influência relativas aos pilares em situação mais desfavorável. O cálculo do esforço axial é efectuado com base nas cargas permanentes e sobrecargas ao nível das lajes e áreas de influência.

Através das tabelas de flexão composta, retirou-se o esforço normal reduzido (ν) e o momento flector reduzido (μ) e tentou optimizar-se as secções dos pilares. A formulação para o cálculo das secções é dado por:

$$b \times h_p = \frac{N_{ed}}{f_{cd}} \quad (3.2)$$

em que para o cálculo do esforço axial vem que:

$$N_{ed} = p_{edlaje} \times A_{inf,pilar} \times n^0pisos \quad (3.3)$$

e onde:

b largura do pilar, (m);

h_p altura do pilar, (m);

N_{ed} valor de cálculo do esforço normal actuante que resulta do produto entre o perímetro do pilar, a área de influência do pilar e o número de pisos, (kN);

f_{cd} valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão;

p_{edlaje} valor de carga actuante nos pilares resultante da laje, (kN/m^2);

$A_{inf,pilar}$ área de influência do pilar, (m^2).

- Lajes

O único elemento a ser dimensionado numa laje é a espessura (h). Para isso é necessário determinar qual o menor vão que compõe a laje. Considerando que o menor vão dos vários painéis que compõem a laje do edifício tipo é de 5 m, temos:

$$h \approx \frac{L_{menor}}{25}(m) \quad (3.4)$$

em que L_{menor} representa o menor vão dos painéis.

3.3.2 Estacas e maciços de encabeçamento

3.3.2.1 Disposições gerais

O método para o cálculo do número de estacas por maciço é baseado em hipóteses simplificadas que admitem os maciços como rígidos. O pré-dimensionamento é efectuado com base no valor dos esforços na base dos pilares, tais como momentos flectores, esforços normais e transversos e, conhecendo o tipo (diâmetro) de estaca a usar, pode então determinar-se o número de estacas por maciço. Efectua-se depois a distribuição em planta, em relação ao pilar e ao maciço, em que é recomendável, sempre que possível, que o centro de gravidade do maciço coincida com o centro de gravidade das estacas.

A disposição das estacas deve ser feita sempre que possível de modo a obter maciços de menor volume, o que é particularmente sensível ao espaçamento entre estacas, tomado como a distância entre os respectivos eixos longitudinais. Normalmente, os projectistas usam distribuições de estacas associados a modelos padrão, como mostra a Figura 3.1, de forma a respeitar valores mínimos para os espaçamento entre eixos de estacas e distâncias entre faces de maciços. Segundo estas recomendações, as dimensões dos maciços são minimizadas, e desde que a altura seja adequada, obtêm-se maciços rígidos.

A necessidade de espaçamentos mínimos entre estacas visa anular o efeito de grupo entre estacas, isto é, pressupõe, com base empírico/experimental, que a resposta de uma estaca não é influenciada pela presença de outras que lhe sejam próximas. De modo geral, o espaçamento mínimo entre estacas anda à volta de 2 a 3 vezes o diâmetro das estacas, embora alguns autores adoptem o espaçamento mínimo entre estacas da ordem de 2,5 vezes o diâmetro no caso de estacas “pré-moldadas” e 3,0 vezes para estacas moldadas “in situ”², sendo que para ambos os casos, esse valor não deve ser inferior a 60 cm.

Barros (2009) sugere que o espaçamento entre estacas deve estar compreendido entre o menor valor entre 2 vezes o diâmetro da estaca, 75 cm ou 1,75 vezes a distância diagonal (no caso de maciços quadrados).

Calavera (1991) sugere valores mínimos para espaçamento entre estacas na ordem de 2 a 3 vezes o seu diâmetro.

Existe um variado número de métodos para dimensionamento de maciços de encabeçamento de estacas, entre os quais se destacam o Método das Bielas (Blévot e Frémy, 1967) e os critérios utilizados por Calavera (1991) e Montoya e Cabre (2000).

Relativamente à altura dos maciços, recomenda-se que a altura h_M , em metros, esteja compreendida entre $\frac{A}{3} \leq h_M \leq \frac{A}{2}$, em que A representa a distância entre o eixo das estacas, isto para maciço de 2 estacas. Calavera (1991) recomenda alturas menores ou iguais a uma vez e

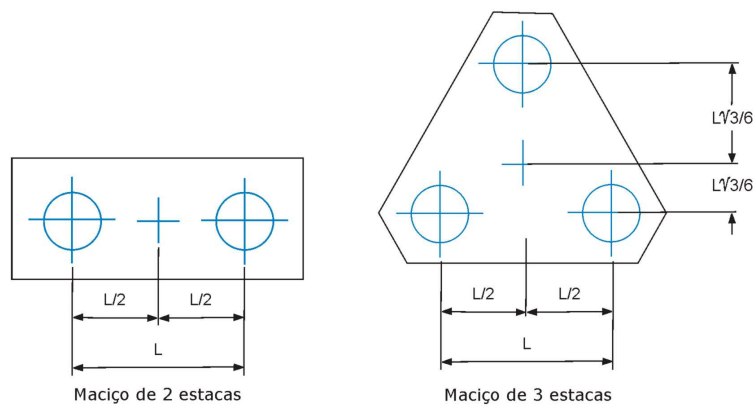
²Moldadas e betonadas no terreno

meia a distância do pilar central ao centro de gravidade das estacas, ainda que em qualquer caso a altura do maciço não deva ser inferior a 40 cm nem a uma vez e meia o diâmetro das estacas. Montoya e Cabre (2000) propõe que a altura útil do maciço seja suficiente para não precisar de armadura de esforço transverso, por razões económicas, sugerindo a seguinte equação:

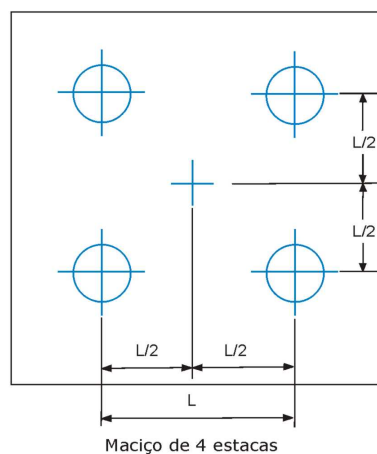
$$d_h = \frac{F_d}{500b_m} - 0,14 > 0,34 \quad (3.5)$$

em que F_d representa o esforço axial transmitido ao maciço em (kN), b_m a largura do maciço em (m) e d_h a altura útil do maciço, também em (m).

A Figura 3.1 representa a geometria habitual, em planta, de maciços de 2, 3 e 4 estacas.



(a) Maciços de 2 e 3 estacas



(b) Maciço de 4 estacas

Figura 3.1: Algumas características geométricas de maciços de encabeçamento de estacas

3.3.2.2 Número de estacas

O pré-dimensionamento do número de estacas para os tipos de maciços em estudo foi efectuado da seguinte maneira: obtenção dos esforços na base dos pilares, retirados do modelo tipo 1 (edifício com apoios de encastramento), e cálculo dos esforços axiais (V_i) em cada estaca (kN), através da expressão seguinte:

$$V_i = \frac{F}{n} \pm \frac{M_x y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_y x_i}{\sum x_i^2} \quad (3.6)$$

onde M_x e M_y representam os momentos flectores nas direcções x e y, F a carga axial nas coordenadas $(x_i; y_i)$, n o numero de estacas, x_i e y_i , respectivamente, a distância em x e em y do eixo das estacas ao centro de gravidade da base dos maciços de encabeçamento.

Segundo Francisco (2007), o comprimento da estaca deve ser tal que o encastramento³ seja no mínimo igual a três vezes o diâmetro da estaca em solos e uma vez o diâmetro da estaca em rochas.

Na ausência de momentos flectores e considerando que f_{cd} é o valor de cálculo da tensão de rotura do betão à compressão, a expressão anterior pode ser simplificada:

$$f_{cd} \geq \frac{F}{A \times n} \quad (3.7)$$

permitindo retirar de forma expedita o número de estacas necessário em cada apoio da estrutura tipo.

3.4 Implementação do edifício tipo no programa “Sap 2000”

3.4.1 Verificações de segurança

De modo a garantir a correcta modelação da estrutura em análise, optou-se por confirmar os resultados fornecidos pelo programa de elementos finitos “Sap 2000”, através do cálculo analítico da força de corte basal para acção sísmica, bem como das reacções verticais nos apoios.

Nestas verificações utilizou-se a acção de base sismo para as verificações estáticas nos apoios e a acção das cargas permanentes para a verificação das cargas verticais.

³Altura mínima enterrada da estaca em terreno com boas características

- **Verificação das reacções verticais nos apoios**

Para esta verificação calculou-se a massa total do edifício tendo em conta o peso volúmico do betão armado e o volume ocupado por cada elemento estrutural que define o edifício. De seguida, retirou-se do programa de cálculo automático as massas detalhadas dos elementos que constituem as cargas actuantes, tendo-se efectuado a comparação entre as massas calculadas analiticamente e as massas retiradas do programa. O erro obtido é dado pela seguinte expressão:

$$erro\% = \frac{V_{sap} - V_{ana}}{V_{ana}} \times 100 \quad (3.8)$$

em que V_{Sap} representa o valor das massas do Sap e V_{ana} diz respeito ao valor das massas calculadas analiticamente, massas estas, respeitantes ao peso próprio da estrutura, sobrecargas e restantes cargas permanentes⁴, consideradas em (kN) .

- **Verificação do coeficiente sísmico**

A verificação das forças sísmicas da estrutura modelada, foi realizada com recurso ao conceito do coeficiente sísmico β , que diz respeito à divisão entre o somatório das forças horizontais ao nível dos apoios e o somatório das forças verticais, relativas ao peso próprio, sobrecargas e restantes cargas permanentes, retiradas do programa de cálculo automático e com base na acção sísmica. A formulação desta relação pode ser calculada pela expressão seguinte:

$$\beta = \frac{\sum F_h}{\sum F_v} \quad (3.9)$$

em que F_h é o valor das forças horizontais ao nível dos apoios e F_v diz respeito ao somatório das forças verticais nos apoios da estrutura.

O valor do coeficiente sísmico, β , a considerar não deve ser inferior a $0,04\alpha$, mas se a estrutura apresentar uma certa ductilidade, o coeficiente não deve ser superior a $0,16\alpha$ ⁵.

3.4.2 Acções e combinações consideradas

Para as análises em estudo, foram consideradas as acções e combinações de acções preconizadas no RSA. Optou-se por considerar que o edifício modelado é caracterizado como edifício de escritórios em fase de serviço, numa zona sísmica do tipo A, com terreno tipo III⁶, em que os coeficientes sísmicos e de comportamento são dados na Tabela 3.1.

⁴Cargas permanentes relativas a revestimentos e paredes divisórias

⁵Regulamento de Segurança e Acções, pág.38

⁶Solos coerentes moles e muito moles; solos incoerentes soltos

Tabela 3.1: Coeficientes sísmicos e de comportamento retirados do RSA

Coeficientes	Valores
α	1,0
β_0	0,25
η	2,50

Na Tabela 3.1 os símbolos usados têm o seguinte significado:

α coeficiente de sismicidade;

β_0 coeficiente sísmico de referência que depende das características do terreno e da frequência própria fundamental da estrutura na direcção considerada;

η coeficiente de comportamento, que depende do tipo da estrutura e das suas características de ductilidade e ainda do grau admitido na exploração dessa ductilidade.

As combinações de acções consideradas e formuladas no RSA, podem ser escritas da seguinte forma:

- **Combinações fundamentais**(acção de base: Sismo, E)

$$S_d = 1,0 S_{Gik} + 1,5 S_{Ek} + 0,4 S_{Qk} \quad (3.10)$$

(estados limites últimos)

- **Combinações raras** (acção de base: Sobrecarga, Q)

$$S_k = 1,0 S_{Gik} + 1,0 S_{Qk} \quad (3.11)$$

(estados limites de utilização)

- **Combinações raras** (acção de base: Sismo, E)

$$S_k = 1,0 S_{Gik} + 1,0 S_{Ek} + 0,6 S_{Qk} \quad (3.12)$$

(estados limites de utilização)

sendo que nas expressões anteriores e de acordo com o RSA:

S_{Gik} esforço resultante de uma acção permanente, tomada com o seu valor característico;

S_{Ek} acção sísmica;

S_{Qk} esforço resultante de uma acção variável distinta da acção base, tomada com o seu valor característico;

e as expressões vem majoradas por coeficientes de segurança, em que:

γ_{gi} coeficiente de segurança relativo às acções permanentes (1,0)

γ_q coeficiente de segurança relativo às acções variáveis (1,5)

ψ_{2j} coeficientes correspondentes à acção variável de ordem j (0,6)

As acções e os materiais considerados são apresentados nas Tabelas 3.2 e 3.3.

Tabela 3.2: Acções consideradas

Acções	Tipo de acção	Valor
Permanentes	Peso próprio (Betão armado) (G_1)	25 kN/m^3
	Restantes cargas permanentes (G_2)	1,9 kN/m^2
Variáveis	Sobrecargas (escritórios) (Q)	3,0 kN/m^2

Tabela 3.3: Materiais utilizados no edifício tipo

Betão	Aço
C25/30	A400

Relativamente à acção sísmica, foram considerados os espectros de resposta para terreno tipo III do RSA, para acção sismo tipo I e II .

3.4.3 Núcleo central

No dimensionamento do edifício tipo deste estudo, a modelação do núcleo central, respeitante à caixa de elevador, é alvo de uma análise mais detalhada. Considerou-se uma secção “rectangular”, por ser uma configuração frequentemente utilizada e simples de se caracterizar neste tipo de elementos estruturais. A escolha desta secção, deveu-se ao facto de se tentar compatibilizar a posição do seu centro de massa e centro de corte, por forma a simplificar a secção. Adoptou-se, portanto, a secção transversal indicada na Figura 3.2, para um núcleo com uma altura de 30m respeitante a um edifício de 10 andares:

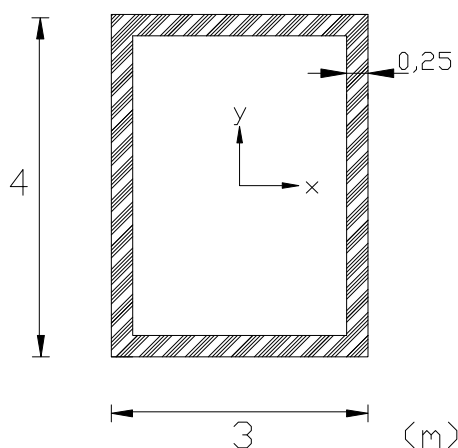


Figura 3.2: Secção transversal do núcleo

Em geral, na maior parte destes elementos estruturais, a posição do centro de corte não é coincidente com o centro de massa, o que torna estas estruturas complicadas no que respeita à sua modelação. Existem algumas formas de modelação de núcleos, sendo que uma forma possível de modelação do comportamento dos núcleos consiste na representação do núcleo através de uma barra rígida ao longo do seu desenvolvimento, em que a secção transversal da barra possui a mesma rigidez que a secção transversal do núcleo. Este tipo de modelação, embora apresente algumas limitações, torna-se simples e prática.

Uma das condicionantes deste método, é o facto de ao ter-se apenas uma barra linear representativa do núcleo tem-se que, à partida, a posição do centro de corte é coincidente com o centro de massa, sendo que esta aproximação origina erros, uma vez que a aplicação da resultante das tensões tangenciais de esforço transversal é feita no ponto errado (Ramilo, 2009).

Existem outras formas de modelação de núcleos, mas, a sua importância sai fora do âmbito deste trabalho. Explica-se, seguidamente, como se procedeu à modelação do núcleo em estudo.

3.4.3.1 Modelação do núcleo central

Como se sabe, os núcleos em edifícios são zonas com elevadas rigidezes, o que implica grandes concentrações de esforços. A modelação do núcleo em questão foi efectuada através “Sap 2000”, programa de cálculo automático que se baseia no método dos elementos finitos, e como se sabe, quanto melhor for a discretização da secção a modelar, melhores são os resultados apresentados.

Através do método dos elementos finitos, o “Sap 2000” consegue de forma muito aproximada simular as propriedades reais do núcleo. Aquando da modelação no programa, tiveram-se vários aspectos em atenção, nomeadamente a definição da secção, condições de apoio e ligação à restante estrutura.

Relativamente às condições de apoio, considerou-se um encastramento perfeito relativamente ao modelo 1. Nos modelos 2, 3, e 4, devido às de fundações em estacas, foi tomado um maciço de encabeçamento com um área em planta de $10,40 \times 7,40 m^2$ e com uma altura de $2m$, tal que como se pode observar na Figura 3.4a.

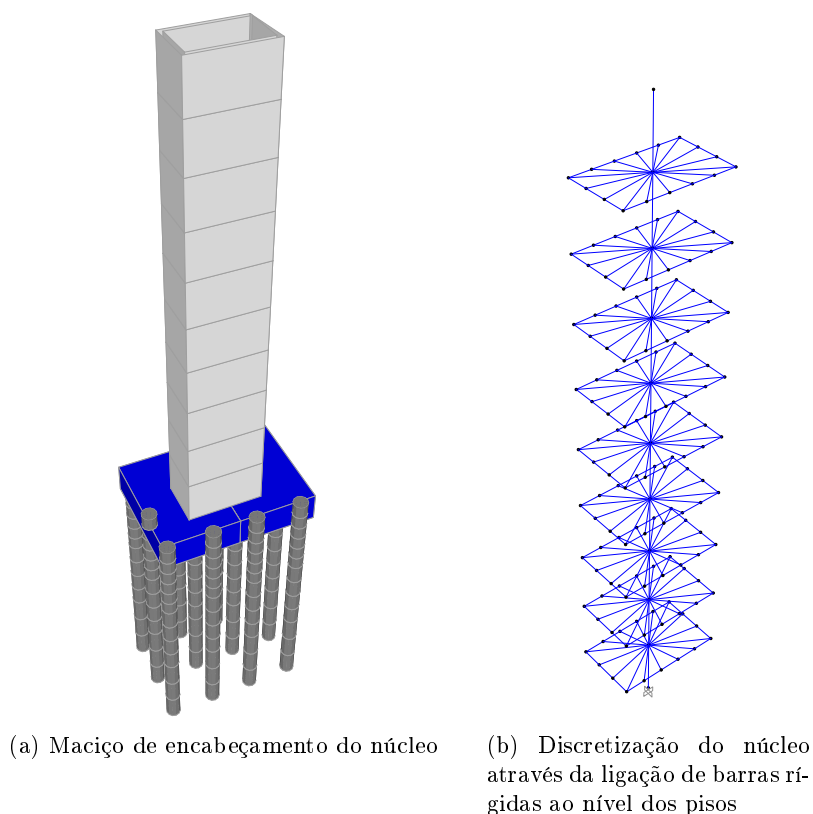


Figura 3.3: Características do núcleo com modelos fundados em estacas

De forma a simular o comportamento estrutural das lajes, foram colocadas barras rígidas ao nível dos pisos, discretizadas através de nós de ligação, por forma a simular o comportamento

de piso rígido, tornando a secção transversal indeformável no seu próprio plano, como se pode observar na Figura 3.3b.

3.4.4 Modelos de fundação implementados no programa

Os modelos de fundação implementados no programa cingiram-se à comparação de 4 tipos de fundação para simular a ligação da superestrutura ao solo. Inicialmente, consideraram-se para implementação no programa de cálculo “Sap 2000” elementos de apoio de encastramento na base dos pilares (modelo 1). Com base nesta solução, foram realizadas análises tridimensionais em modelos de elementos finitos.

Da mesma forma, o segundo tipo de fundação considerado diz respeito a solução de fundação indirecta, isto é, sistema composto por maciço de encabeçamento e estaca (modelo 2). O terceiro tipo de fundação estudado, à semelhança do anterior, diz respeito também a solução por fundação indirecta, com a diferença de implementação de vigas de fundação de pequenas dimensões, com uma área de secção transversal de $0,4 \times 0,6 \text{ m}^2$ (modelo 3). Por fim, foram consideradas fundações indirectas, mas com a diferença de implementação de vigas de maiores dimensões, com uma área de secção transversal de $0,6 \times 1,2 \text{ m}^2$ (modelo 4). Ainda em relação às fundações indirectas, foram consideradas estacas com um comprimento de 18 m e discretizadas por nós, de modo a representar os apoios elásticos. As secções consideradas nos modelos de fundação relativas aos maciços de encabeçamento e estacas, resultantes do pré-dimensionamento, apresentam-se na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Dimensões dos maciços de encabeçamento e diâmetro das estacas considerados no edifício tipo

Maciços	Dimensões (m^3)	Estacas (m)
2 estacas	$3,4 \times 1,3 \times 1,0$	0,80
12 estacas	$10,4 \times 7,4 \times 2,0$	1,00

Foram ainda estudados mais dois modelos (5 e 6) através do programa “Sap 2000”, com o objectivo de comparar os resultados dos modelos 2 e 4 com os obtidos através do cálculo, em separado, da estrutura e de soluções de fundação por estacas para a mesma estrutura.

Os diferentes modelos de fundação resultantes do edifício tipo são apresentados nas Figuras 3.4 e 3.5.

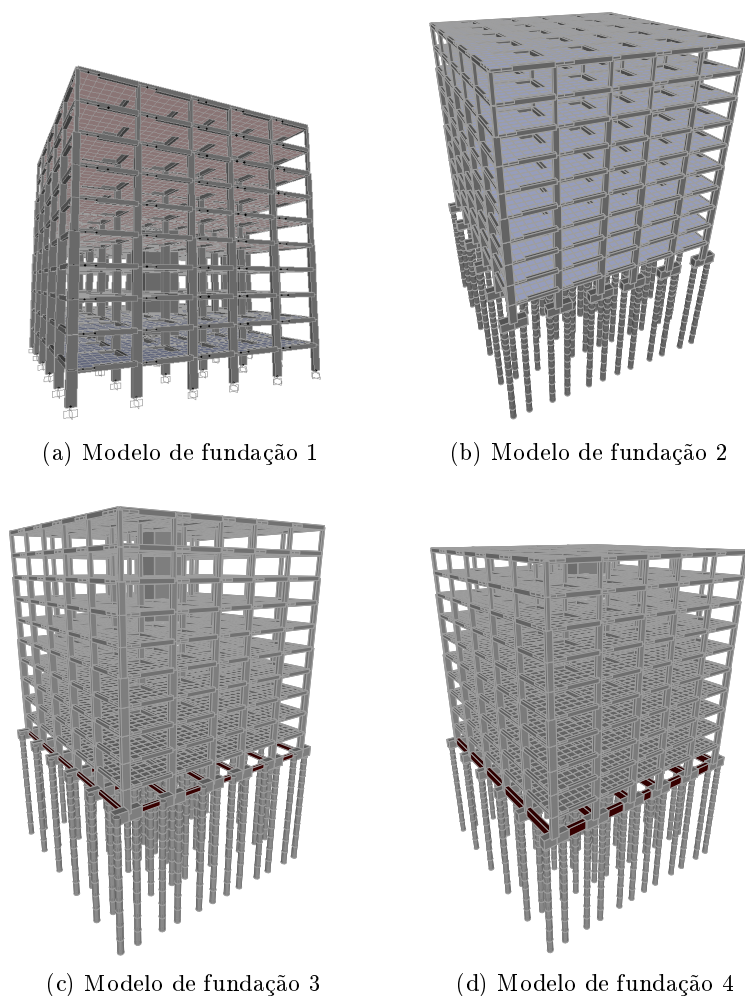


Figura 3.4: Modelos de fundação considerados para o edifício tipo

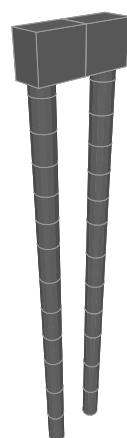
Note-se que, tal como já foi referido anteriormente, os modelos 2 a 4, ainda que com as limitações de não permitirem considerar o efeito de interacção entre estacas através do terreno, por limitações associadas à descrição do comportamento dos solos através do modelo de Winkler, permitem atender ao efeito de interacção estrutura/fundação em estacas/terreno.

Os modelos 5 e 6 representados nas Figuras 3.5a e 3.5b, traduzem assim a prática, ainda hoje corrente, de cálculo separado da estrutura reticulada assente em apoios de encastramento perfeito, seguida de uma solução de fundações por estacas em meio de Winkler onde o plano de cargas decorre do primeiro cálculo (modelo 1).

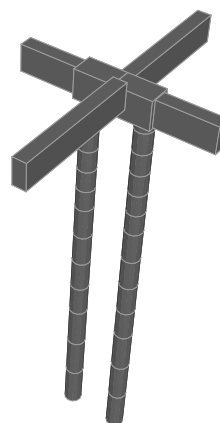
Os modelos descritos anteriormente, e estudados para o edifício tipo, são apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5: Modelos tipo analisados

Numeração dos modelos	Descrição
1	Edifício tipo, com apoios de encastramento perfeito ao nível das ligações ao terreno
2	Edifício tipo, com fundações por maciço-estacas, sem vigas de fundação
3	Edifício tipo, com fundações por maciço-estacas e vigas de fundação com $0,4 \times 0,6m^2$
4	Edifício tipo, com fundações por maciço-estacas e vigas de fundação com $0,6 \times 1,2m^2$
5	Modelo de fundação isolado sem vigas de fundação, sobre acção de esforços do modelo 1
6	Modelo de fundação isolado com vigas de fundação, sobre acção de esforços do modelo 1



(a) Modelo 5



(b) Modelo 6

Figura 3.5: Modelos de fundação isolados

3.4.5 Edifício tipo de 10 pisos

3.4.5.1 Descrição do Modelo 1

A estrutura em análise diz respeito a um edifício de escritórios de 10 pisos, composto por uma estrutura reticulada com vãos na ordem dos 5 a 6m entre pilares e 3 metros de altura entre pisos com apoios de encastramento na base dos pilares. As lajes são do tipo maciças vigadas em todos os pisos, e modeladas por elementos “shell”, apresentando as mesmas dimensões no seu desenvolvimento. Os elementos de viga e pilar foram implementados no programa por secções “frame”, variando as suas dimensões no desenvolvimento da estrutura.

A estrutura é ainda constituída por um núcleo, modelado por elementos “frame”, relativo à caixa de elevadores e escadas de emergência, com uma área em planta de $15m^2$. De referir que a introdução do núcleo como secção estrutural no edifício, contribui de forma significativa para o aumento da rigidez global da superestrutura e origina uma grande concentração de esforços na zona de apoio do núcleo.

As estacas também foram modeladas por elemento “frame” e discretizadas em nós. Foram distribuídas 2 estacas em cada maciço, seja ele periférico ou interior, e no maciço do núcleo foram colocadas 12 estacas, distribuídas em planta por forma a fazer coincidir o seu centro de gravidade com o centro de gravidade do núcleo.

A estrutura do edifício tipo modelada no programa “Sap 2000” é uma estrutura 3D, caracterizada por um referencial global (x,y,z), com apoios do tipo de encastramento, tal como mostra a Figura 3.6.

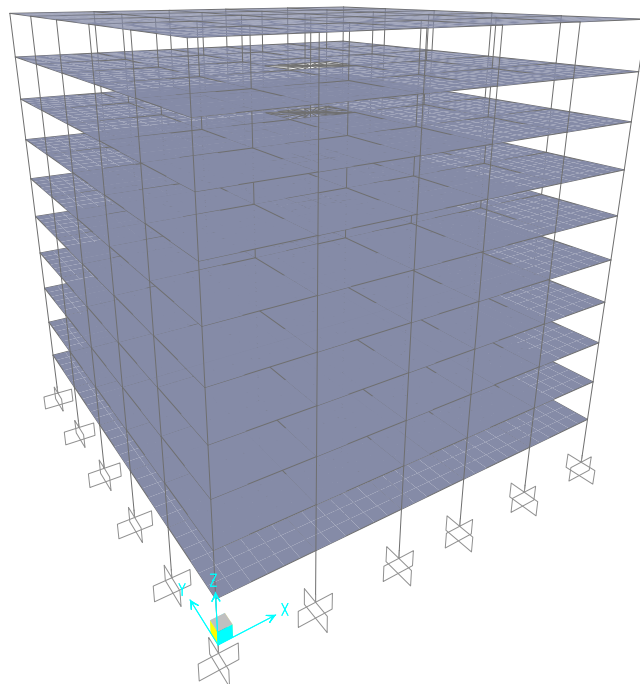


Figura 3.6: Imagem retirada do Sap 2000 relativa ao edifício de 10 pisos

As dimensões dos vários elementos que constituem edifício tipo foram estabelecidas por recurso aos critérios de pré-dimensionamento mencionados anteriormente, de tal forma que as secções resultantes do pré-dimensionamento de pilares, vigas, lajes e núcleo são as indicadas na Tabela 3.6.

Tabela 3.6: Dimensões das secções relativas ao edifício tipo

Pisos	Pilares (m^2)	Vigas (m^2)	Lajes (m)	Núcleo (m)
1-4	$0,40 \times 0,95$	$0,40 \times 0,50$		
5-7	$0,35 \times 0,70$	$0,35 \times 0,50$	0,25	0,25
8-10	$0,30 \times 0,40$	$0,35 \times 0,50$		

Numa primeira análise, de modo a garantir a correcta modelação do edifício tipo em estudo, e a sua correcta modelação no “Sap2000”, optou-se por confirmar os resultados fornecidos pelo programa de elementos finitos através do cálculo analítico das forças verticais, bem como do valor do coeficiente sísmico β relativo à acção do sismo (RSA). O cálculo das verificações mencionadas são apresentados na Tabela A.1 no Apêndice A.

Através da Tabela A.1, verifica-se que as cargas verticais calculadas analiticamente e as cargas retiradas do “Sap 2000” apresentam um erro na ordem dos 0,63 %, valor admissível e relativamente baixo, o que permite concluir que o edifício tipo foi bem modelado no programa de cálculo automático.

Relativamente à verificação do coeficiente sísmico, constatou-se que está dentro dos parâmetros admissíveis preconizados no RSA, registando para tal um valor de β na ordem dos 0,05 como mostra a Tabela A.2 apresentada no Apêndice A, de tal forma que $0,04\alpha \leq \beta \leq 0,16\alpha$.

Capítulo 4

Apresentação e análise de resultados (Esforços)

4.1 Introdução

Neste capítulo são apresentados resultados para as diferentes hipóteses modeladas apenas no que se refere a esforços. As diferentes situações analisadas tiveram como objectivo avaliar o efeito da implementação de vigas de fundação entre maciços (em terrenos com diferentes características mecânicas) e a influência da rigidez dos maciços de encabeçamento nas (soluções com estacas) na distribuição de esforços e deformações e, ainda, o consequente efeito no custo das diferentes soluções de fundação para o edifício tipo.

De salientar que os modelos 1, 2, 3 e 4 dizem respeito ao edifício tipo de 10 pisos, com alteração das condições de fundação, enquanto que os modelos 5 e 6 foram analisados como modelos isolados, com base nos esforços obtidos nos apoios do modelo 1.

As análises efectuadas foram implementadas para diferentes tipos de terreno, considerando-se para tal uma taxa de variação do módulo de reacção do solo em profundidade, com 3 tipos de valores distintos: $n_h = \{0, 5; 5; 10\} MN/m^3$. Os resultados do modelo 1 não dependem do tipo de terreno, devido às condições de apoio do modelo, pelo que aquele parâmetro não foi incluído nos cálculos.

Todos os resultados relativos a esforços: esforços axiais, momentos flectores e esforços transversos dizem respeito a soluções obtidas com base em combinação fundamental para estado limite último. Em contrapartida, as deformações cuja apresentação e análise de resultados é tratada no Capítulo 5, foram calculadas para estado limite de utilização.

Os modelos 2 a 6 foram ainda estudados relativamente a duas hipóteses, as quais dizem respeito à forma como no ficheiro de dados do programa “Sap2000” é introduzida a rigidez dos maciços de encabeçamento das estacas.

À partida parece razoável que, assimilando os maciços a elementos barra, a definição da sua geometria e características mecânicas estabelece “automaticamente” a rigidez real destes elementos, tal como relativamente aos restantes elementos estruturais em causa: pilares, vigas, estacas e lajes.

Contudo, é prática habitual dos projectistas multiplicarem a rigidez dos maciços de encabeçamento por um factor multiplicativo de 100, por forma a obterem uma maior inércia nestes elementos. Para tentar compreender a eventual razão deste artifício, os modelos 2 a 6 foram corridos para duas hipóteses: maciços com rigidez real (Hipótese 1) e maciços com rigidez majorada 100 vezes (Hipótese 2).

Para facilitar a leitura e o posicionamento das secções analisadas no edifício tipo, considerou-se a definição de alinhamentos em planta, tal como mostra a Figura 4.1:

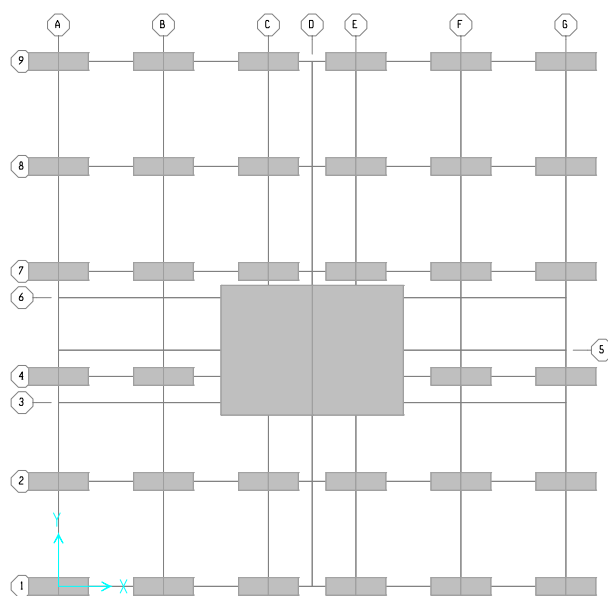


Figura 4.1: Esquema do alinhamento em planta do edifício tipo

4.2 Modelo 1

O modelo 1, representativo do edifício de 10 pisos modelado com base em apoios de encastramento, é o modelo de referência estudado neste trabalho, uma vez que todas as análises posteriores são desenvolvidas e comparadas a partir da sua implementação. Feita a sua modelação no “Sap 2000”, foram calculados os esforços nos encastramentos, para as várias secções em estudo, sendo que os modelos 5 e 6 foram implementados com base nos esforços obtidos nesses apoios do modelo 1.

Devido à complexidade e dimensão dos ficheiros de resultados obtidos no estudo de cada modelo, foram considerados apenas quatro alinhamentos em planta, tendo-se seleccionado quatro apoios para análise dos esforços obtidos.

Os resultados relativos aos esforços são apresentados em módulo, com excepção do esforço axial, pois torna mais fácil a análise dos mesmos, dando ênfase à sua intensidade. Em relação ao esforço axial, os valores negativos justificam-se devido ao comportamento em compressão de todas as estacas analisadas. Assim sendo, os esforços nos apoios 7-C, 9-A, 8-F e 9-C do modelo 1, são apresentados na Tabela 4.1 onde: F_x , F_y e F_z representam os esforços nas direcções x, y e z e M_x e M_y dizem respeito aos momentos flectores nas direcções x e y, respectivamente, sendo que no “Sap 2000” o referencial local corresponde sempre ao eixo 1 na direcção longitudinal da secção em análise.

Tabela 4.1: Esforços nos apoios do modelo 1

Apoios	F_x (kN)	F_y (kN)	F_z (kN)	M_x (kN.m)	M_y (kN.m)
7-C	149,36	150,74	5373,06	238,59	394,84
9-A	116,47	93,09	2137,11	189,29	368,22
8-F	136,06	114,89	4103,49	207,80	380,26
9-C	131,33	106,02	2932,34	195,56	381,97

Posteriormente ao cálculo dos esforços nos apoios do modelo 1, foram calculados os esforços na base dos pilares para os mesmos alinhamentos, correspondentes neste caso aos esforços retirados nos apoios, com o intuito de uma comparação com os modelos 2, 3 e 4, como se verá no ponto 4.4. Os esforços relativos aos pilares P7-C, P9-A, P8-F e P9-C são apresentados na Tabela 4.2, sendo que: P diz respeito ao esforço axial do pilar, M_y e M_x representam os momentos flectores nas direcções y e x respectivamente e, por último, V_x e V_y dizem respeito aos esforços transversos nas direcções x e y.

Tabela 4.2: Esforços na base dos pilares

Pilares	Esforço axial (kN)	Momentos flectores(kN.m)		Esforços transversos(kN)	
	P	M_y	M_x	V_x	V_y
7-C	-5373,06	394,84	238,59	149,36	150,74
9-A	-2137,11	368,22	189,29	116,47	93,09
8-F	-4103,49	380,26	207,80	136,06	114,89
9-C	-2932,34	381,97	195,56	131,33	106,02

Analisando os esforços relativos aos apoios do modelo e na base dos pilares, verifica-se que os alinhamentos 7 – C e 8 – F, correspondem às secções com maiores esforços. Tal facto deve-se à localização destas secções, uma vez que relativamente aos outros alinhamentos, estão mais próximas da zona central do edifício, particularmente no primeiro caso. De referir que a consideração do núcleo central, zona de elevada rigidez, pode justificar alguma disparidade de valores, sendo que se tentou ter este facto em consideração na apreciação dos resultados obtidos.

4.3 Modelos 5 e 6

4.3.1 Hipótese 1

4.3.1.1 Análise de esforços na cabeça das estacas

À semelhança dos outros modelos, estes também foram modelados no “Sap 2000”, mas considerando as secções como elementos isolados. Estes modelos foram analisados com base nos esforços obtidos nos apoios do modelo 1, isto é, os esforços obtidos nas secções de apoio do modelo 1 foram introduzidos no centro dos maciços de encabeçamento, simulando o carregamento a que estão sujeitos os modelos 5 e 6, para uma análise autónoma de duas soluções de fundação por estacas para o modelo 1.

As análises relativas a estes modelos foram realizadas tomando para o terreno uma taxa de variação do módulo de reacção do solo igual $n_h = 5MN/m^3$, representativo de areia medianamente compacta ou argila de consistência média normalmente consolidada.

Recorde-se que o modelo 5 é um modelo isolado constituído por maciço de encabeçamento e duas estacas, enquanto o modelo 6 é idêntico ao anterior mas ao qual se acrescentaram vigas de fundação com $0,6 \times 1,2m^2$ em ambas as direcções em planta. A Hipótese 1 corresponde a tomar os maciços de encabeçamento com a sua verdadeira rigidez.

Nos dois modelos foram calculados os esforços na cabeça das estacas, de modo a comparar as duas situações e tentar perceber a influência das vigas de fundação na redistribuição de esforços. Foram consideradas apenas quatro estacas, nos alinhamentos E_17-C , E_19-A , E_28-F e E_19-C , sendo que a letra e a numeração em primeiro lugar, dizem respeito à numeração e posicionamento da estaca no maciço. Na Figura 4.2, encontram-se os alinhamentos relativos ao posicionamento em planta da estacaria em estudo.

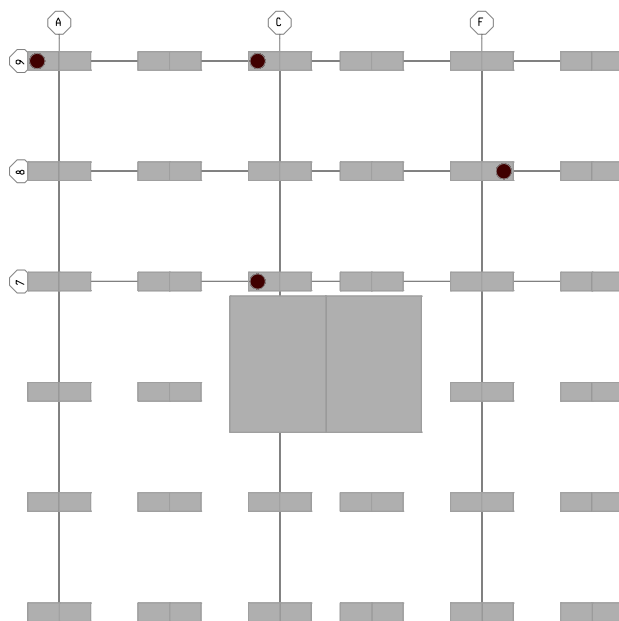


Figura 4.2: Localização em planta das estacas estudadas no edifício tipo

Os esforços axiais, momentos flectores e esforços transversos na cabeça das estacas, dos modelos 5 e 6, são apresentados nas Tabelas 4.3 e 4.4. Note-se que, quer os momentos flectores quer os esforços transversos foram tomados com valor resultante das componentes respectivas nas direcções x e y devido à geometria das estacas, isto é, considerou-se o valor sob a forma de vector resultante $\sqrt{x^2 + y^2}$.

Tabela 4.3: Esforços na cabeça das estacas do modelo 5

Estacas	Esforço axial(kN)	Momento Flector (kN.m)	Esforço transverso (kN)
$E_17 - C$	-1733,4	212,8	97,6
$E_19 - A$	-820,3	115,0	67,1
$E_28 - F$	-1780,8	118,0	72,9
$E_19 - C$	-1733,4	184,9	97,5

Tabela 4.4: Esforços na cabeça das estacas do modelo 6

Estacas	Esforço axial(kN)	Momento Flector (kN.m)	Esforço transverso (kN)
$E_{17} - C$	-1490,7	133,4	33,7
$E_{19} - A$	-913,9	23,7	6,4
$E_{28} - F$	-1226,9	125,1	31,6
$E_{19} - C$	-915,7	75,7	19,3

Comparando os resultados dos dois modelos, verifica-se que existe genericamente uma diminuição muito significativa de esforços no modelo 6, isto é, com a introdução de vigas de fundação os esforços máximos na cabeça das estacas apresentam uma diminuição considerável e generalizada a praticamente todas as estacas.

Verifica-se contudo que, ao contrário dos restantes casos, a estaca $E_{19} - A$ apresenta um ligeiro aumento de esforço axial e a estaca $E_{28} - F$ de momento flector. Considerando que aquela estaca se localiza no alinhamento A, e apresenta apenas duas vigas de fundação perpendiculares ao seu alinhamento em planta, apenas existe uma parte do esforço axial que se dissipa para estas duas vigas de fundação e, assim, a redistribuição do esforço axial não segue o mesmo andamento que nas restantes estacas, aumentando ligeiramente do modelo 5 para o modelo 6. De modo a visualizar o andamento e melhor verificar os esforços nos dois modelos, são apresentados os gráficos da Figura 4.3.

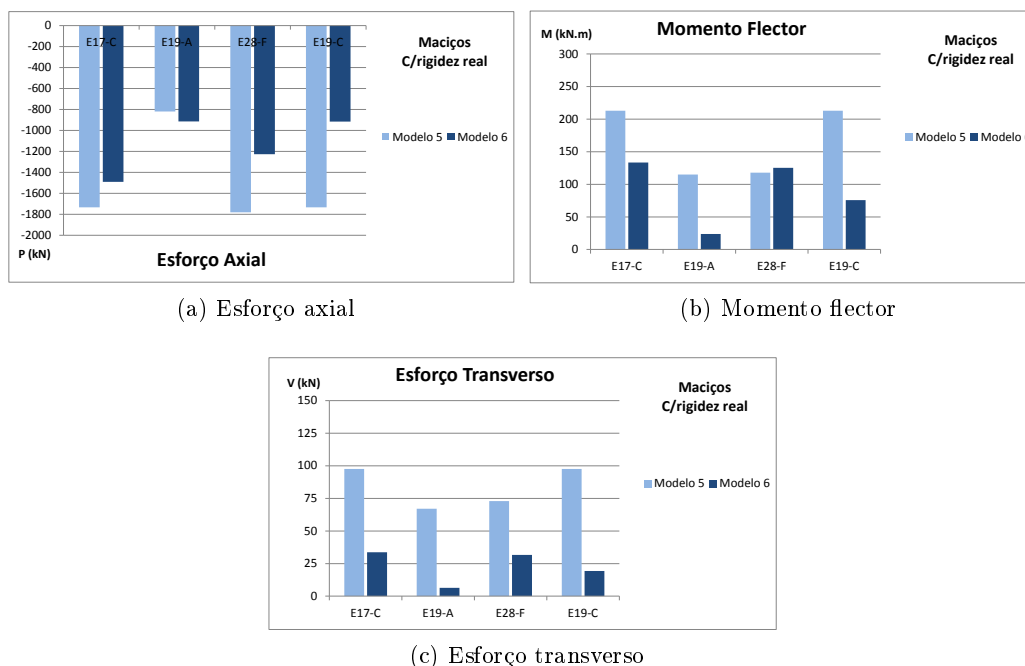


Figura 4.3: Esforços máximos na cabeça das estacas, Hipótese 1

4.3.2 Hipótese 2

4.3.2.1 Análise de esforços na cabeça das estacas

Neste hipótese de cálculo procedeu-se à comparação dos resultados dos modelos 5 e 6, considerando os maciços de encabeçamento rígidos, majorarando a inércia dos maciços por um factor multiplicativo de 100. Nesta avaliação, à semelhança da Hipótese 1, as análises relativas a estes modelos também foram realizadas tomando para o terreno uma taxa de variação do módulo de reacção do solo igual a $n_h = 5MN/m^3$, representativo de areia ou argila normalmente consolidada médias.

Procedeu-se ao cálculo dos esforços na cabeças das estacas e avaliou-se o efeito da implementação das vigas de fundação na redistribuição de esforços nas estacas, à semelhança do apresentado para a Hipótese 1.

Os esforços axiais, momentos flectores e esforços transversos na cabeça das estacas, relativas às mesmas secções analisadas na Hipótese 1, são apresentados nas Tabelas 4.5, 4.6 e graficamente na Figura 4.4.

Tabela 4.5: Esforços na cabeça das estacas do modelo 5 para a Hipótese 2

Estacas	Esforço axial(kN)	Momentos (kN.m)	Esforço transversal (kN)
$E_17 - C$	-1733,6	163,2	53,6
$E_19 - A$	-820,1	147,7	75,3
$E_28 - F$	-1780,5	169,9	88,0
$E_19 - C$	-1733,7	165,3	85,3

Tabela 4.6: Esforços na cabeça das estacas do modelo 6 para a Hipótese 2

Estacas	Esforço axial(kN)	Momentos (kN.m)	Esforço transversal (kN)
$E_17 - C$	-1066,6	24,7	6,3
$E_19 - A$	-986,2	52,8	17,8
$E_28 - F$	-918,6	13,8	3,4
$E_19 - C$	-633,06	16,0	5,5

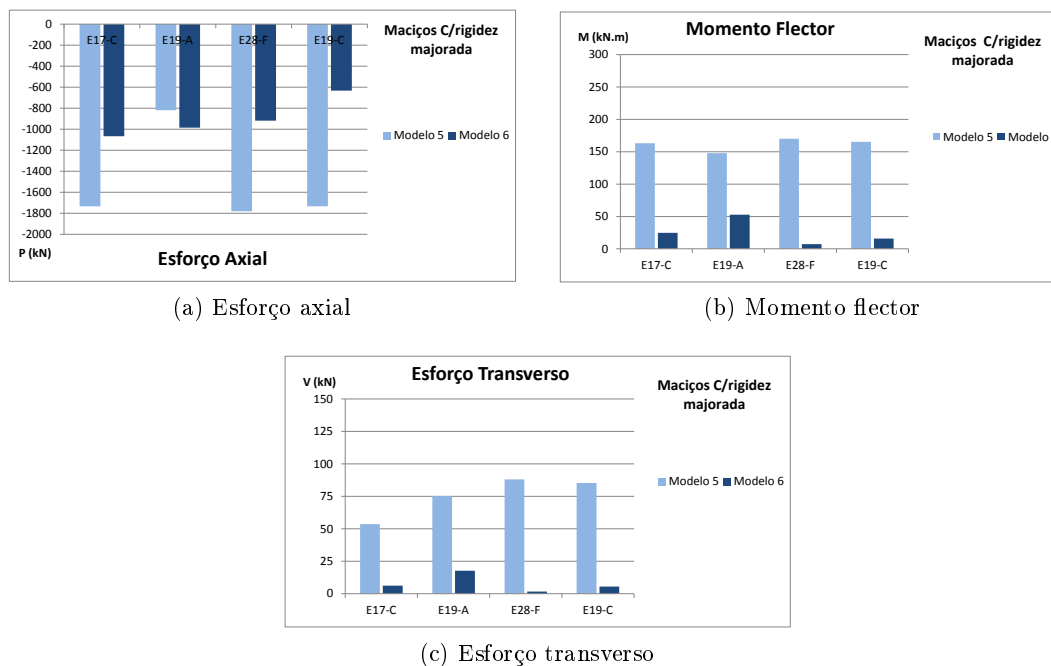


Figura 4.4: Esforços máximos na cabeça das estacas, Hipótese 2

Verifica-se que ao comparar os resultados dos dois modelos, o modelo 6 apresenta uma significativa diminuição de esforços máximos nas estacas, isto à semelhança do que acontece com a Hipótese 1. Note-se que também a estaca $E_{19} - A$, e tal como na Hipótese 1, apresenta um ligeiro aumento de esforço axial. De facto, em ambos os modelos, em nenhuma situação as estacas se encontram a funcionar à tracção, contudo a estaca no alinhamento mais periférico, como é o caso da $E_{19} - A$, encontra-se menos carregada que as restantes.

Note-se que ao contrário da Hipótese 1, tanto os momentos flectores como o esforço transversal apresentam uma diminuição muito acentuada dos esforços para todas as estacas, ao contrário do que acontece com os momentos flectores da estaca $E_{28} - F$ na Hipótese 1. De facto, a contribuição da rigidez dos maciços na redistribuição dos esforços nas secções contribui de forma activa para que tal aconteça.

Para tentar perceber melhor a importância deste parâmetro, apresenta-se seguidamente, em percentagem, a diferença de esforços entre os modelos 5 e 6, considerando os maciços de encabeçamento com rigidez real (Tabela 4.7a) e com rigidez majorada (Tabela 4.7b), na Tabela 4.7.

Tabela 4.7: Influência da rigidez dos maciços de encabeçamento nos esforços das estacas do modelo 6, tomados em relação aos resultados do modelo 5

(a) Rigidez real			
%			
Estacas	Esforço axial	Momentos	Esforço transverso
$E_{17} - C$	-14,0	-37,3	-65,5
$E_{19} - A$	+11,4	-79,3	-90,5
$E_{28} - F$	-31,1	+6,0	-56,6
$E_{19} - C$	-47,2	-59,1	-80,2

(b) Rigidez majorada			
%			
Estacas	Esforço axial	Momentos	Esforço transverso
$E_{17} - C$	-38,5	-84,8	-88,2
$E_{19} - A$	+20,3	-64,3	-76,4
$E_{28} - F$	-48,4	-95,7	-98,0
$E_{19} - C$	-63,5	-90,3	-93,6

Constata-se que, de facto, a diferença de esforços entre os modelos 5 e 6 é mais acentuada considerando os maciços rígidos, existindo uma grande diminuição de esforços na cabeça das estacas. Com excepção da estaca $E_{19} - A$ no maciço de canto e apenas no que respeita aos esforços axiais, grande parte dos momentos flectores e esforços transversos é absorvida pelas vigas de fundação, particularmente quando se impõe a condição de maciços rígidos, diminuindo de forma drástica os esforços na cabeças das estacas e ao longo do fuste.

4.3.3 Considerações acerca dos resultados obtidos com os modelos 1, 5 e 6

Na generalidade, as reacções obtidas nos apoios e na base dos pilares do modelo 1 ao nível do piso 0, apresentam valores de ordem de grandeza semelhantes. Como referido anteriormente, verifica-se que os pilares $P7 - C$ e $P8 - F$, correspondem às secções com maiores esforços, devendo-se essencialmente à localização destas secções, uma vez que estão mais próximas da zona central do edifício. De salientar que os resultados obtidos no modelo 1 servirão de comparação com os modelos 2, 3 e 4, no que respeita ao comportamento dos esforços na base dos pilares aquando da introdução de alterações em termos de condições de fundação.

Relativamente aos modelos 5 e 6, verifica-se que em ambas as Hipóteses (1 e 2), a consideração de vigas de fundação com uma área de secção transversal de $0,6 \times 1,2 m^2$ (modelo 6), origina

menores esforços nas estacas, ainda que ao contrário dos restantes casos, a estaca $E_{19} - A$ situada num maciço de canto apresente um ligeiro aumento de esforço axial em ambas as Hipóteses.

Por outro lado, quando se comparam resultados dos modelos 5 e 6, a consideração dos maciços rígidos (Hipótese 2) introduz maiores diferenças nos esforços na cabeça das estacas, quer em termos de esforços axiais quer relativamente a momentos flectores e esforços transversos, sendo mais drástica a diminuição do que no caso da Hipótese 1.

4.4 Comparação dos resultados obtidos através dos modelos 1, 2, 3 e 4

4.4.1 Hipótese 1

4.4.1.1 Esforços na base dos pilares

Nos modelos 1, 2, 3, e 4, foram seleccionadas diferentes secções para análises mais detalhadas. Neste parágrafo procura-se estudar a redistribuição de esforços na base dos pilares, considerando a rigidez real dos maciços de encabeçamento.

Ora como foi referido anteriormente, devido às condições de apoio do modelo 1, a rigidez dos maciços de encabeçamento das estacas não tem qualquer tipo de influência neste caso, pois neste modelo os apoios são de encastramento perfeito. De referir que, na comparação dos resultados obtidos através dos diferentes modelos, a taxa de variação do módulo de reacção do solo em profundidade obviamente que apenas diz respeito aos modelos 2, 3 e 4.

Consideram-se seguidamente os resultados ao nível dos esforços na base dos pilares ao nível do piso 0, para combinação fundamental, relativos aos pilares $P7 - C$, $P9 - A$, $P8 - F$ e $P9 - C$, sendo que: P diz respeito ao esforço axial do pilar, $M3$ e $M2$ representam os momentos flectores nas direcções y e x , respectivamente, e, por último, $V2$ e $V3$ dizem respeito aos esforços transversos nas direcções x e y .

- Esforço axial

Na Figura 4.5 são apresentados os valores de esforço axial nas secções escolhidas.

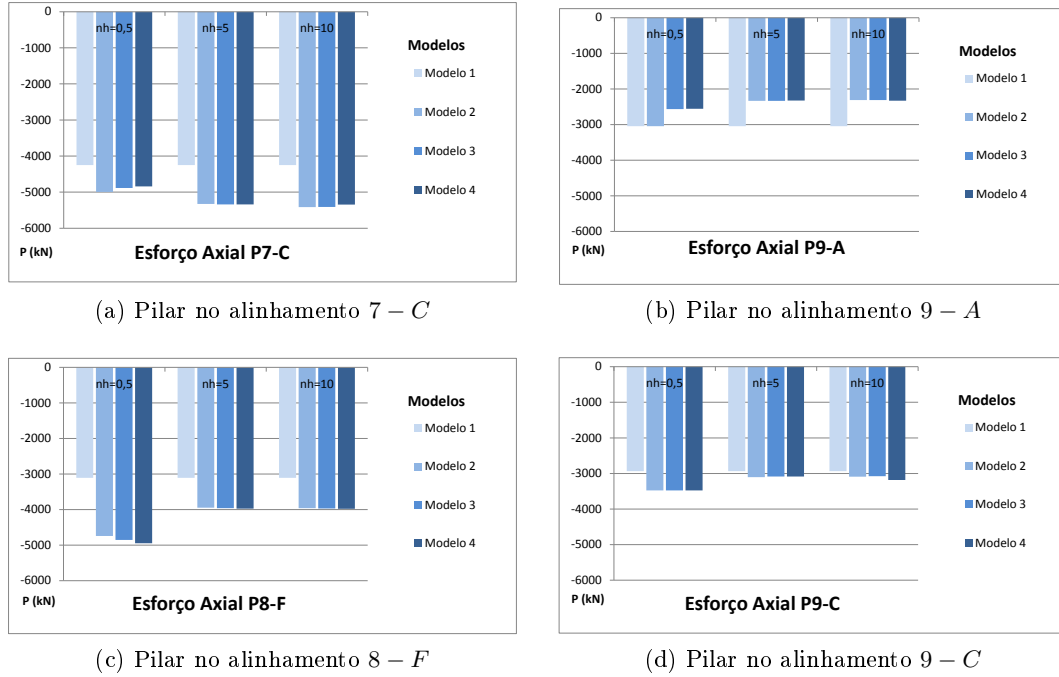


Figura 4.5: Esforço axial na base dos pilares

Com excepção do pilar $P9 - A$, verifica-se genericamente que a introdução de fundações por estacas (modelos 2, 3 e 4) faz aumentar os esforços axiais na base dos pilares, com particular relevância no caso dos pilares $P7 - C$, e $P8 - F$, onde este aumento é da ordem dos 1000 kN.

Quanto ao pilar $P9 - A$, verifica-se que com o modelo 2 e $n_h = 0,5 \text{ MN}/\text{m}^3$ o esforço axial é da mesma ordem de grandeza do obtido com o modelo 1, ocorrendo uma diminuição de cerca de 500 kN em todos os restantes modelos.

Pode ainda constatar-se que a ordem de grandeza dos esforços axiais é semelhante nos diferentes modelos para valores de $n_h = 5$ e $10 \text{ MN}/\text{m}^3$.

Por outro lado, a observação dos gráficos permite também verificar que na generalidade dos casos a introdução de vigas de fundação de diferente inércia não introduz alterações significativas no valor dos esforços axiais relativamente aos resultados do modelo 2 e, mesmo entre si, quando se comparam os resultados obtidos com os modelos 3 e 4.

- Momentos flectores (segundo y)

De forma análoga, na Figura 4.6 são apresentados os momentos flectores na base dos pilares.

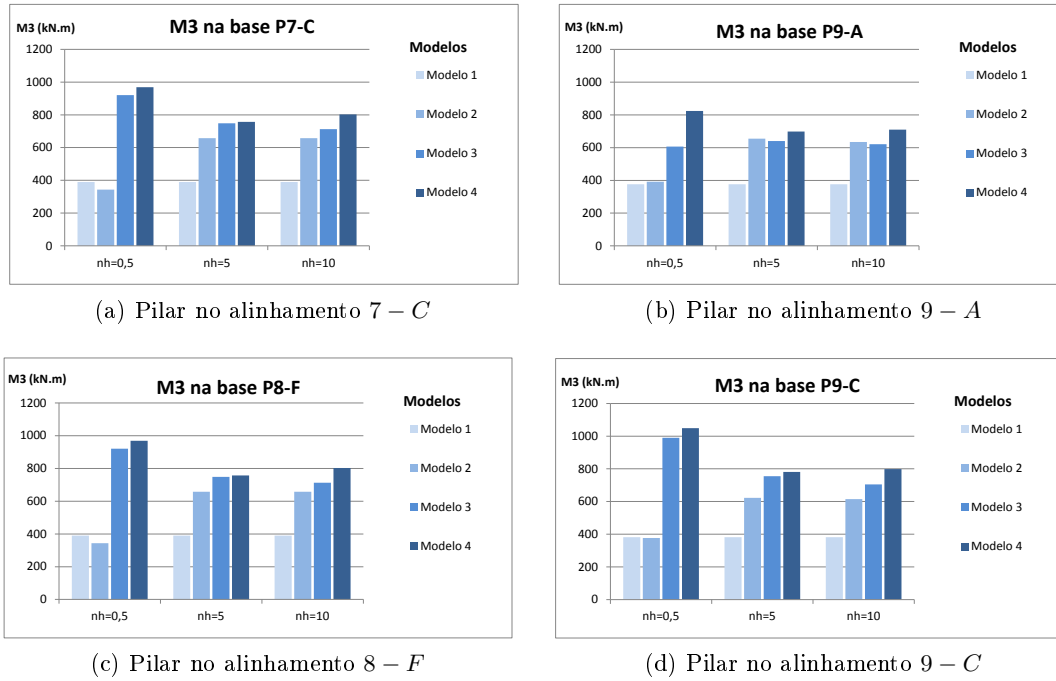


Figura 4.6: Momento flector segundo y na base dos pilares

Comparando os resultados do modelo 1 com os resultados do modelo 2, verifica-se que a introdução de fundações por estacas altera de forma significativa os momentos flectores na base dos pilares, originando um aumento de cerca de 300 kN.m na generalidade dos casos. Apenas nos casos em que $n_h = 0,5 \text{ MN/m}^3$ essa diferença é muito reduzida.

A introdução de vigas de fundação nos modelos 3 e 4 conduz a valores da mesma ordem de grandeza quando se comparam ambos os modelos, não atingindo a diferença valores superiores a cerca de 100 kN para $n_h = 5$ e 10 MN/m^3 , mais uma vez com excepção do que se passa quando $n_h = 0,5 \text{ MN/m}^3$. Por outro lado, os resultados obtidos com os modelos 3 e 4 mostram que não há variação significativa de resultados, ainda que haja um ligeiro aumento dos momentos flectores no caso de vigas de maior rigidez (modelo 4) e para terrenos com $n_h = 10 \text{ MN/m}^3$.

Mais uma vez, os esforços obtidos para $n_h = 5$ e 10 MN/m^3 são da mesma ordem de grandeza em todos os pilares, ainda que ligeiramente inferior no 2º caso.

4.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DOS MODELOS 1, 2, 3 E 4

- Momento flectores (segundo x)

Na Figura 4.7 são apresentados os momentos flectores na base dos pilares, segundo a direcção x.

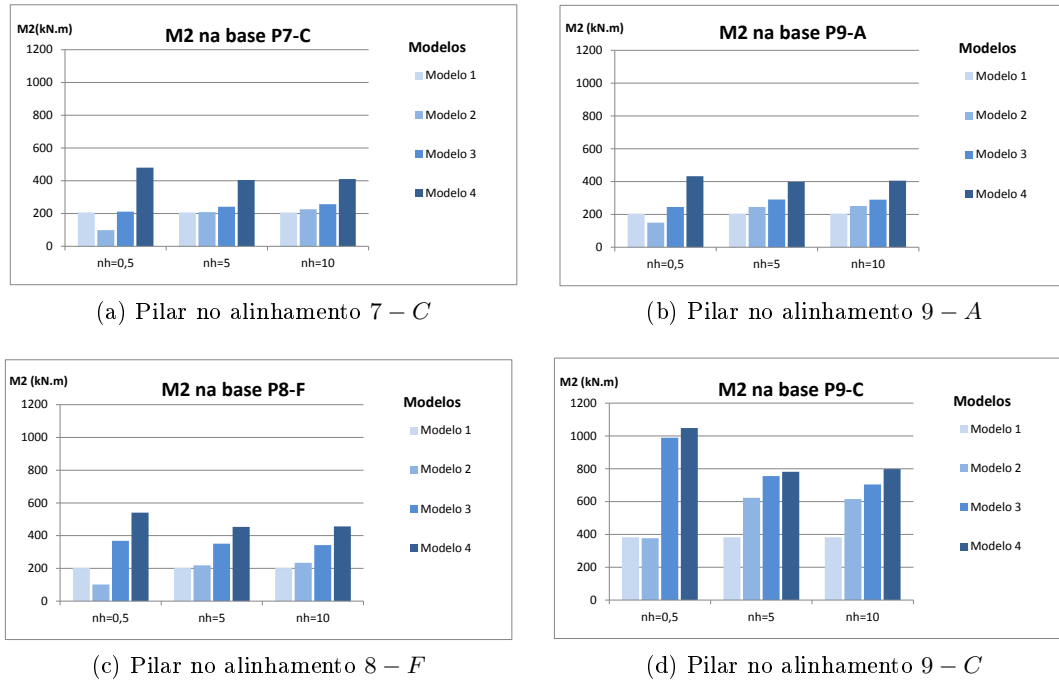


Figura 4.7: Momento flector segundo x na base dos pilares

A Figura 4.7 permite verificar que, com excepção dos casos em que $n_h = 0,5 \text{ MN/m}^3$, as fundações por estacas conduzem genericamente a um aumento dos momentos flectores segundo x na base dos pilares. Este aumento é muito reduzido no caso dos pilares $P7 - C$ e $P8 - F$ e da ordem de 50 e 200 kN.m, respectivamente, nos casos dos pilares $P9 - A$ e $P9 - C$.

Tomando por referência o modelo 2, os gráficos apresentados permitem observar um aumento generalizado dos momentos flectores quando se introduzem as vigas de fundação nos modelos 3 e 4, aumento este que atinge valores de cerca de 400 kN.m no caso do pilar $P9 - C$.

Entre si, os resultados dos modelos 3 e 4 aumentam de forma generalizada em todos os pilares e terrenos, sendo o aumento de momento flector mais acentuado no pilar $P7 - C$. Também neste caso, os momentos flectores na base dos pilares são da mesma ordem de grandeza para $n_h = 5$ e 10 MN/m^3 , ainda que também com um ligeiro aumento quando $n_h = 10 \text{ MN/m}^3$.

Comparando os resultados globais das Figuras 4.6 e 4.7, verifica-se que os momentos flectores na direcção x valem cerca de metade a um terço dos valores obtidos na direcção y, com

excepção do que se passa no pilar $P9 - C$, onde a ordem de grandeza dos valores obtidos é semelhante.

- Esforço transversal (segundo x)

Os valores de esforço transversal na base dos pilares segundo x são apresentados nos gráficos da Figura 4.8.

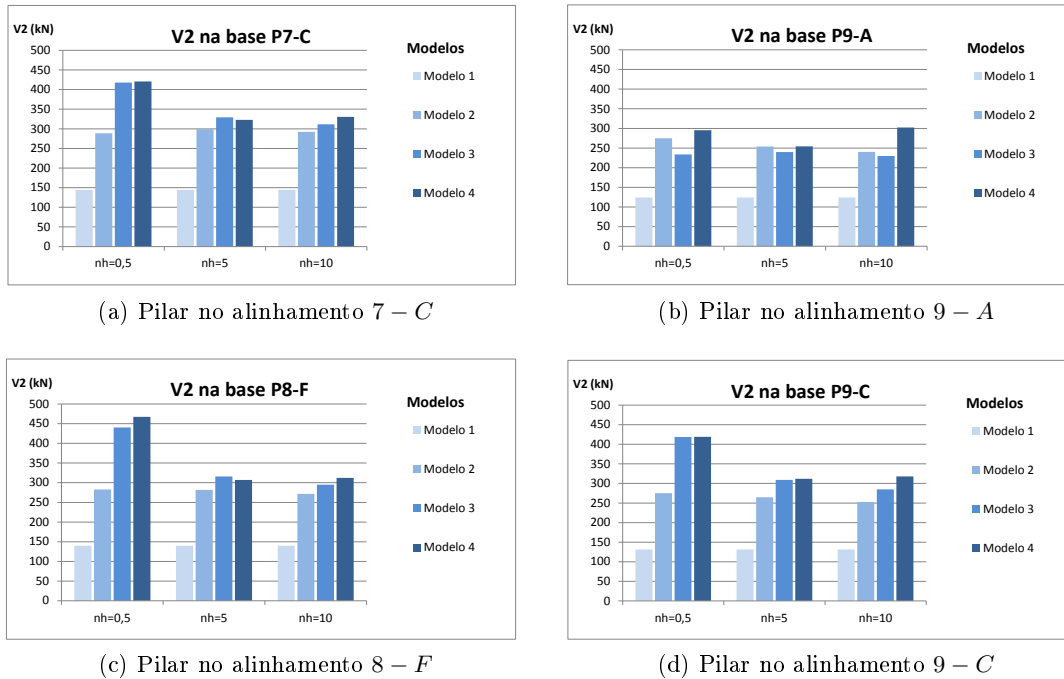


Figura 4.8: Esforço transversal segundo x na base dos pilares

A observação da Figura 4.8 permite constatar que do modelo 2 resultam esforços transversos segundo x superiores, em cerca de duas vezes, aos obtidos com o modelo 1. Com excepção do pilar de canto $P9 - A$ onde acontece o inverso, obtêm-se valores ligeiramente inferiores aos obtidos com o modelo 2 nos restantes pilares quando se introduzem vigas de fundação nos modelos 3 e 4. Em todos os casos, esta diferença não excede 50kN, excepto nos casos em que $n_h = 0,5 \text{ MN/m}^3$.

Nota-se ainda que os resultados relativos aos modelos 3 e 4 são da mesma ordem de grandeza na generalidade dos casos, com excepção do pilar $P9 - A$ que apresenta um aumento na ordem dos 60 kN. A Figura 4.8 permite ainda verificar que o aumento de n_h conduz genericamente a uma diminuição dos esforços transversos em todos os modelos, ainda que de forma pouco acentuada para valores de 5 e 10 MN/m^3 e com excepção do modelo 4.

4.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DOS MODELOS 1, 2, 3 E 4

- Esforço transverso (segundo y)

O esforço transverso na direcção y é, em ordem de grandeza, mais baixo que segundo x, isto devido ao facto de os maciços de encabeçamento estarem geometricamente disposto segundo o eixo x, permitindo aos pilares serem solicitados por maior esforço transverso na direcção x.

O valor de esforço transverso segundo o eixo y para os quatro pilares em estudo é apresentado na Figura 4.9.

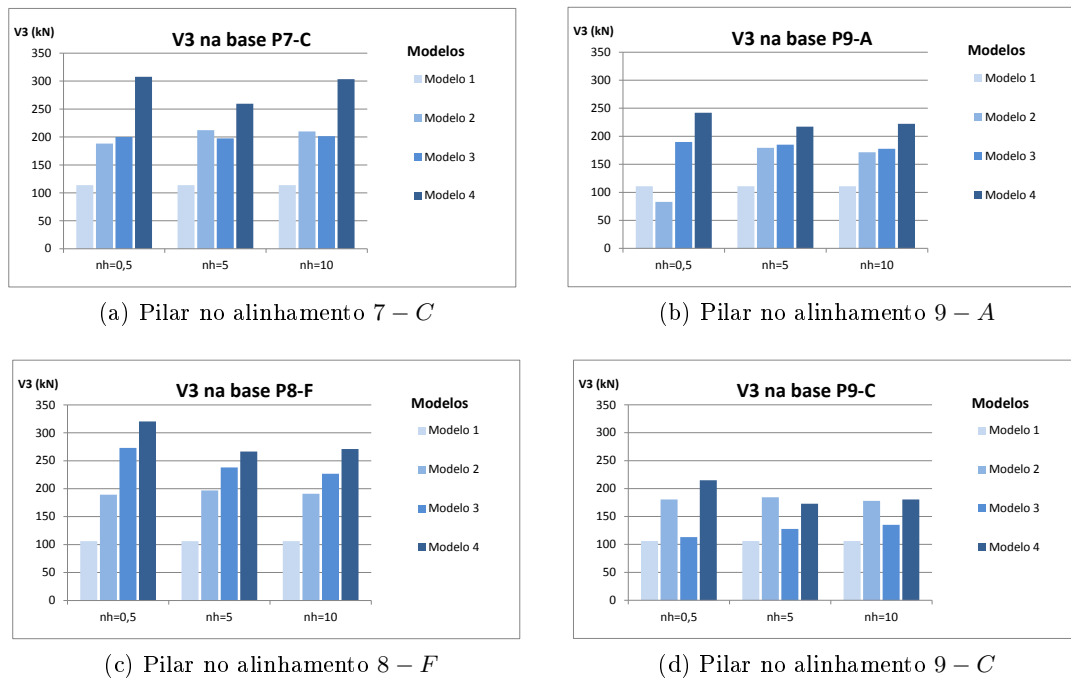


Figura 4.9: Esforço transverso segundo y na base dos pilares

Com excepção do pilar $P9-A$ e $P9-C$ com $n_h = 0,5$ MN/m^3 , constata-se que a fundação por estacas conduz genericamente a maior esforço transverso segundo y, tomando por referência o modelo 1, em que o edifício tipo tem apoios de encastramento.

A introdução de vigas de fundação nos modelos 3 e 4 provoca uma redução dos esforços transversos relativamente ao modelo 2 nos casos dos pilares $P7-C$ e $P9-C$ e o inverso no que se refere aos pilares $P9-A$ e $P8-F$. Os resultados relativos aos modelos 3 e 4 são praticamente da mesma ordem de grandeza e com mesmo padrão, ainda que nos pilares $P7-C$ e $P8-F$ exista aumentos na ordem dos 100 e 50 kN para $n_h = 10$ MN/m^3 .

Para $n_h = 5$ e 10 MN/m^3 os resultados obtidos em cada pilar são praticamente coincidentes quando se comparam entre si valores obtidos por diferentes modelos.

Das análises anteriores pode concluir-se o seguinte:

1. os resultados relativos aos casos em que $n_h = 0,5 \text{ MN/m}^3$ não devem ser usados para tirar conclusões, pois a disparidade dos resultados pode justificar-se pelo facto de o terreno apresentar deformabilidade muito elevada e a extremidade inferior da estaca não estar “fixa” num estrato com rigidez contrastante relativamente ao terreno subjacente. A análise das deformações da cabeça e ponta das estacas permite verificar um movimento de translação das mesmas, pois o deslocamento horizontal é praticamente igual em ambas as extremidades e, esta situação, não é habitual nem se recomenda no tipo de estrutura analisada;
2. os resultados obtidos em termos de esforços em cada modelo são praticamente coincidentes entre si em cada pilar e para $n_h = 5$ e 10 MN/m^3 , o que confirma o facto habitualmente aceite de que os esforços não são significativamente afectados pelo valor dos módulos de reacção do terreno;
3. a introdução de estacas (modelo 2) relativamente ao modelo 1, em que o edifício tipo tem apoios de encastramento, conduz a um aumento dos esforços axiais na base dos pilares ao nível do piso 0 (excepto no pilar de canto), assim como ao aumento dos momentos flectores e dos esforços transversos em ambas as direcções;
4. os esforços axiais não são afectados pela presença das vigas de fundação (modelos 3 e 4) e os momentos flectores e os esforços transversos aumentam devido à presença de vigas de fundação (excepto no caso do pilar de canto relativamente M_y), mas com valores da mesma ordem de grandeza para os dois tipos de secção transversal considerada para as vigas.

4.4.1.2 Esforços na cabeça das estacas

Neste parágrafo pretende analisar-se os esforços máximos na cabeças das estacas considerando a rigidez real nos maciços de encabeçamento. Para esta hipótese de cálculo, importa estudar somente os modelos 2, 3 e 4, onde o edifício tipo tem fundações por estacas. De referir que os esforços estudados, foram ao nível de esforço axial, momento flector e esforço transversal, sendo que a resultante dos mesmos é considerada em vector, onde P diz respeito ao esforço axial da estaca, M_f corresponde ao momento flector na cabeça da estaca na forma vectorial e V_f o esforço transversal na cabeça da estaca também em forma vectorial.

Considere-se seguidamente, Figura 4.10, os resultados ao nível de esforços na cabeça das estacas, para combinação fundamental, relativos às estacas $E_17 - C$, $E_19 - A$, $E_28 - F$ e $E_29 - C$.

4.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DOS MODELOS 1, 2, 3 E 455

- Esforço axial

Os valores de esforço axial na cabeça das estacas são apresentados na Figura 4.10.

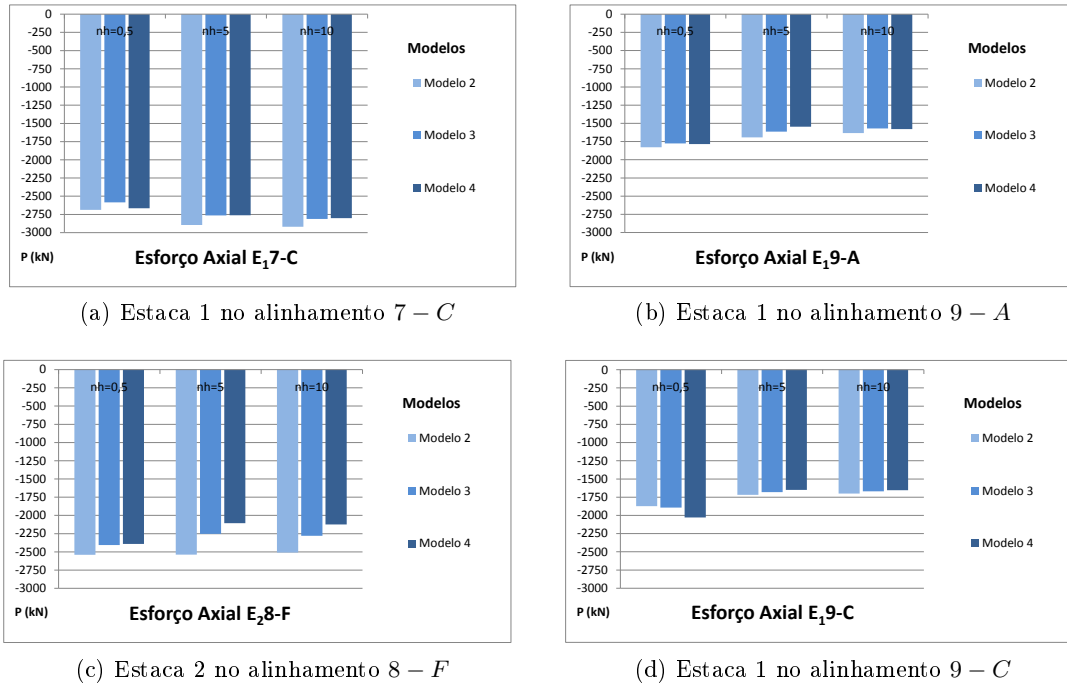


Figura 4.10: Esforço axial na cabeça das estacas

A análise dos gráficos da Figura 4.10 mostra que, com exceção da estaca $E_{19} - C$ para $n_h = 0,5 \text{ MN/m}^3$, a introdução das vigas de fundação provoca uma diminuição dos esforços axiais nas estacas, mais acentuada no caso da estaca $E_{28} - F$ onde a diferença é da ordem dos 250 kN.

Mais uma vez observa-se que os resultados relativos aos diferentes modelos são, em cada estaca, aproximadamente parecidos quando $n_h = 5$ e 10 MN/m^3 , excepto na estaca $E_{28} - F$, onde a diferença é mais acentuada.

- Momentos flectores

Os valores de momento flector na cabeça das estacas são apresentados nos gráficos da Figura 4.11.

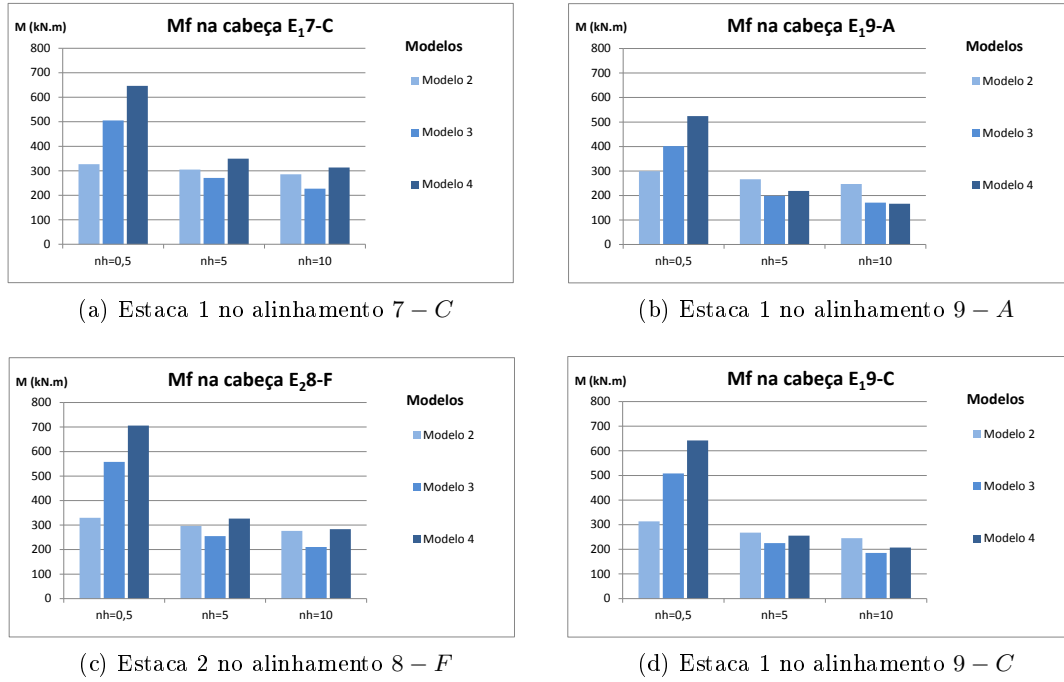


Figura 4.11: Momento flector na cabeça das estacas

Verifica-se um padrão semelhante nas estacas relativas a um módulo de reacção de $n_h = 0,5 \text{ MN/m}^3$, isto é, apresentam um aumento de momento flector na cabeça com a introdução de vigas de fundação, na ordem dos 350 kN , confirmando o comportamento de estaca flutuante. Contrastando com a análise anterior, os restantes módulos de reacção do solo conduzem a uma diminuição de momento flector na cabeça das estacas, na ordem de 50 kN.m para $n_h = 5 \text{ MN/m}^3$ e 70 kN para $n_h = 10 \text{ MN/m}^3$, com a introdução de vigas de fundação e em relação ao modelo 3. Por outro lado, comparando os modelos 3 e 4, a introdução de vigas de maiores dimensões, com uma área de secção de $1,2 \times 0,6 \text{ m}^2$, apresenta um comportamento inverso ao do modelo 3, na medida que provoca um ligeiro aumento nos momentos flectores em relação aos modelos 2 e 3.

- Esforço transverso

Os valores de esforço transverso na cabeça das estacas são apresentados nos gráficos da Figura 4.12.

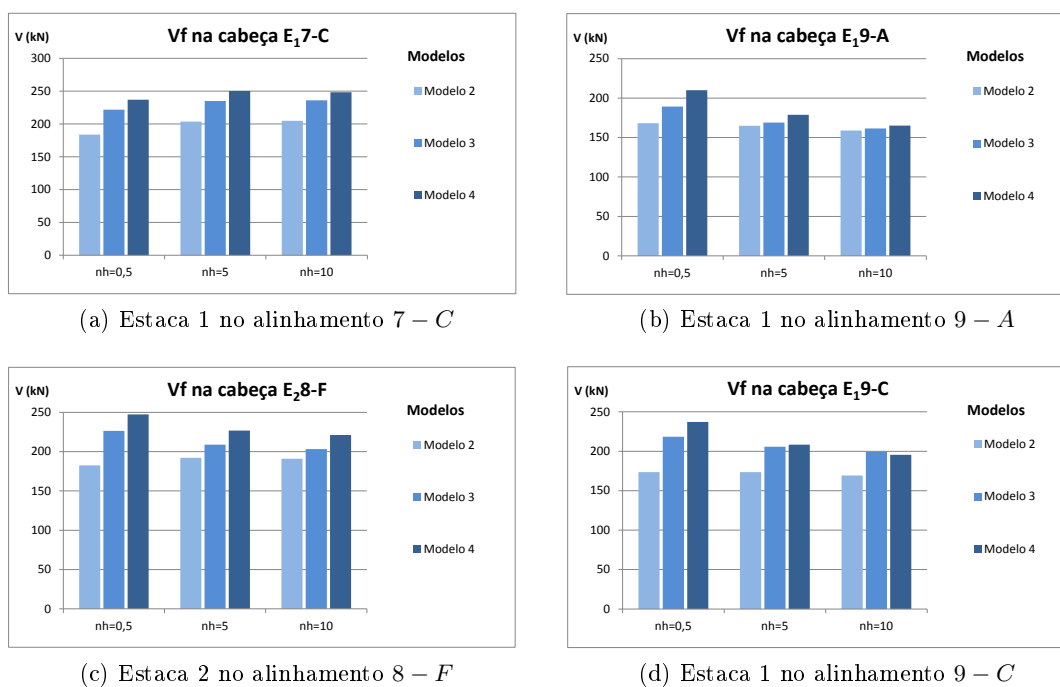


Figura 4.12: Esforço transverso na cabeça das estacas

A Figura 4.12 mostra as estacas periféricas sujeitas a menor esforço transverso e um padrão de variação uniforme com a introdução de vigas de fundação nos modelos 3 e 4, com excepção para o valor de $n_h = 0,5 \text{ MN/m}^3$, onde se verifica um aumento gradual do esforço transverso na cabeça das estacas com a introdução de vigas de fundação de maior inércia.

Comparando os resultados dos modelos 3 e 4, verifica-se que, genericamente, os resultados são afectados quando em presença de vigas de diferente secção transversal para valores de $n_h = 5$ e 10 MN/m^3 , verificando-se um ligeiro aumento no esforço transverso, em todos os casos, sendo que a consideração de vigas de fundação resulta num aumento de esforço transverso na generalidade das estacas, da ordem dos 25 kN.

Mantendo a conclusão 1 relativa aos pilares analisados (parágrafo 4.4.1.1), no caso das estacas pode concluir-se o seguinte:

1. os esforços axiais diminuem do modelo 2 para os modelos 3 e 4, onde se consideram vigas de fundação;

2. os esforços transversos aumentam ligeiramente do modelo 2 para os modelos 3 e 4, onde se consideram vigas de fundação;
3. os momentos flectores diminuem, na generalidade, do modelo 2 para o modelo 3 e aumentam ligeiramente do modelo 3 para o 4;
4. os esforços obtidos não sofrem alterações muito significativas quando se altera a inércia das vigas de fundação, isto é, quando se comparam resultados dos modelos 3 e 4;
5. com excepção dos momentos flectores que diminuem com o aumento de n_h , os restantes esforços não são praticamente afectados pela ordem de grandeza deste parâmetro.

4.4.1.3 Esforços nos maciços de encabeçamento

Nas fundações com recurso a estacas, os maciços são o elemento estrutural que permite a transmissão dos esforços da superestrutura às estacas. Para esta análise de cálculo, os modelos alvos de estudo foram somente os modelos 2, 3 e 4. Nesta hipótese de cálculo, tomaram-se os maciços com a sua rigidez real.

Os maciços analisados estão localizados nos alinhamentos já usados anteriormente: $M7 - C$, $M9 - A$, $M8 - F$ e $M9 - C$, conforme se pode observar na Figura 4.13 sendo que: P diz respeito ao esforço axial do pilar, M3 e M2 representam os momentos flectores nas direcções y e x, respectivamente, e, por último, V2 e V3 dizem respeito aos esforços transversos nas direcções x e y.

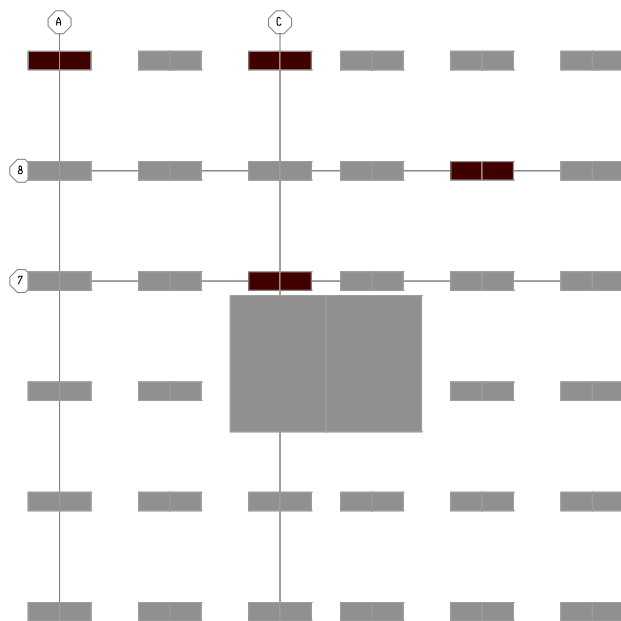


Figura 4.13: Localização em planta dos maciços no edifício tipo

Seguidamente, são apresentados os esforços nos maciços, relativos ao esforço axial, momento flector e esforço transversal.

- Esforço axial

Os esforços axiais nos maciços de encabeçamento são apresentados na Figura 4.14.

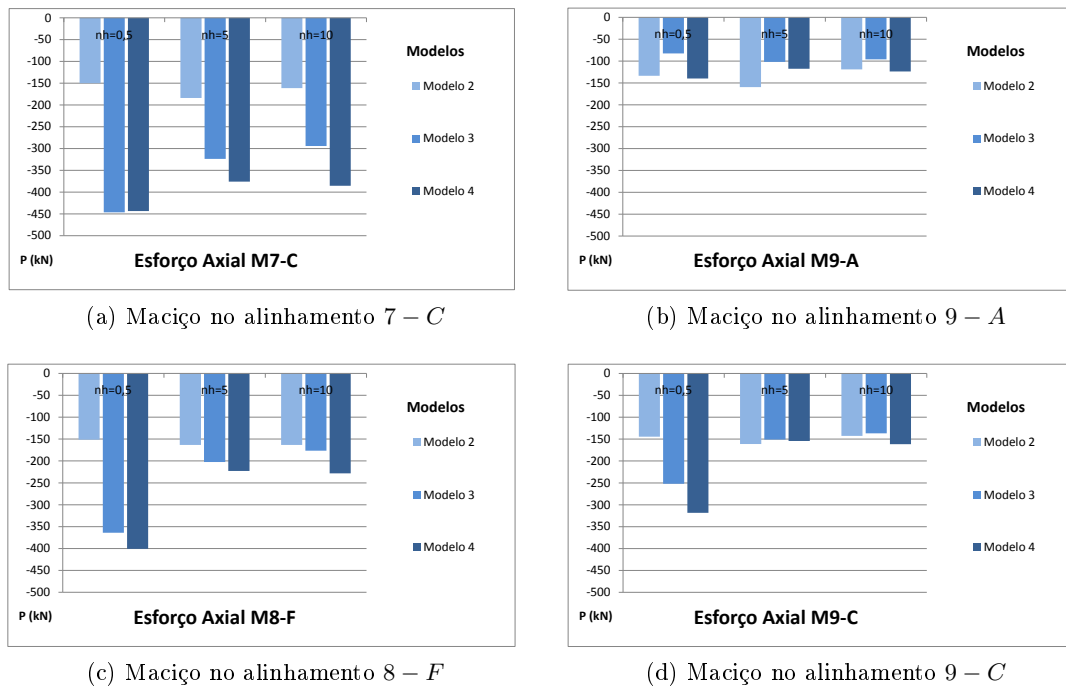


Figura 4.14: Esforço axial nos maciços

A Figura 4.14 mostra que nos modelos 3 e 4 a existência das vigas de fundação provoca um aumento significativo dos esforços axiais nos maciços $M7 - C$ e $M8 - F$, particularmente no primeiro caso, e uma redução no caso dos maciços periféricos, $M9 - A$ e $M9 - C$, também mais significativo no primeiro caso, tomando por referência o modelo 2 e em relação ao modelo 3.

Com excepção do que acontece para o caso em que $n_h = 0,5 \text{ MN/m}^3$, no maciço $M7 - C$ os resultados relativos aos modelos 3 e 4 seguem o mesmo padrão entre si para valores de $n_h = 5$ e 10 MN/m^3 , verificando-se na maioria dos maciços um ligeiro aumento de esforço axial para o modelo 4, particularmente no maciço $M7 - C$, com um aumento na ordem dos 100 kN.

Na Figura 4.15 e 4.16 são apresentados os valores de momento flector nos maciços de encabeçamento segundo as direcção y e x.

- Momento flector (segundo y)

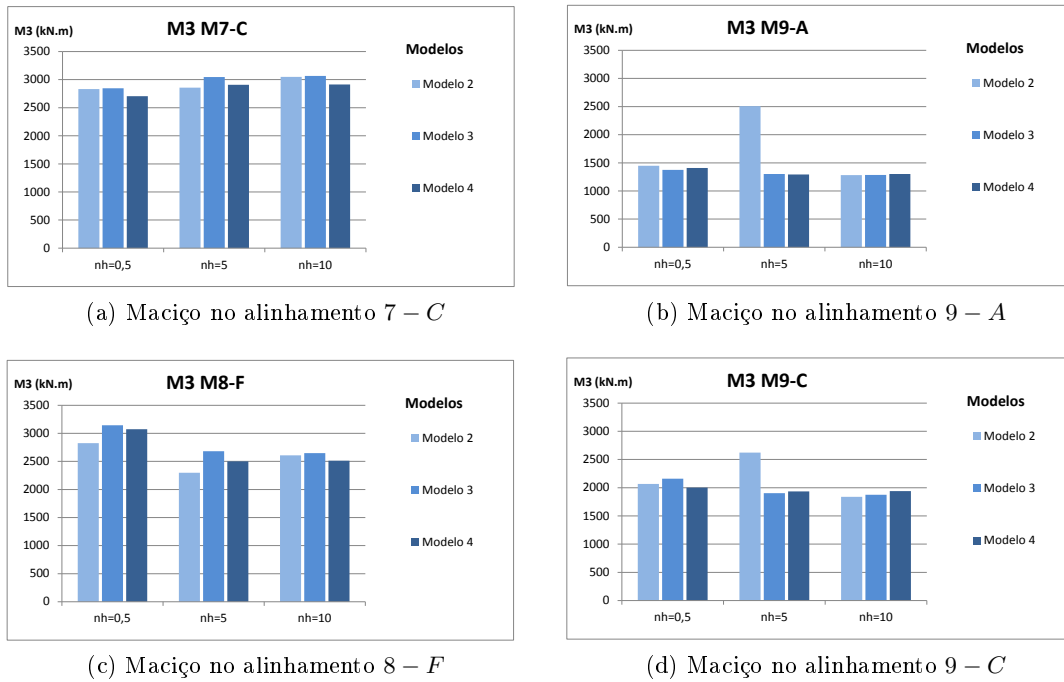


Figura 4.15: Momento flector nos maciços de encabeçamento segundo y

Apenas nos maciços periféricos $M9 - A$ e $M9 - C$ se verifica uma diminuição dos momentos flectores, quando se aumenta a taxa de variação do módulo de reacção e com a introdução de vigas de fundação. Constata-se que no maciço $M9 - A$ existe uma diminuição brusca de momento flector, na ordem dos 1300 kN.m , e no maciço $M9 - C$, a diminuição é na ordem dos 700 kN , considerando um valor de $n_h = 5 \text{ MN/m}^3$. Por outro lado, para um valor de $n_h = 10 \text{ MN/m}^3$, os valores praticamente não se alteram para os diferentes modelos.

Quanto aos maciços $M7 - C$ e $M8 - F$, verifica-se o contrário. Com a introdução de vigas de menores e maiores dimensões os momentos flectores aumentam significativamente para $n_h = 5 \text{ MN/m}^3$, na ordem dos 400 kN para o maciço $M8 - F$ e 200 kN para o $M7 - C$, e para $n_h = 10 \text{ MN/m}^3$, não se verificam diferenças significativas. De igual modo, e tal como nas análises anteriores, para $n_h = 0,5 \text{ MN/m}^3$ os valores não são consistentes e tornam-se difíceis de interpretar, isto devido ao comportamento de estaca flutuante.

Verifica-se ainda que, com excepção do caso em que $n_h = 0,5 \text{ MN/m}^3$, os resultados dos modelos 3 e 4 relativos a cada maciço são praticamente coincidentes para os restantes valores de n_h .

4.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DOS MODELOS 1, 2, 3 E 461

- Momento flector (segundo x)

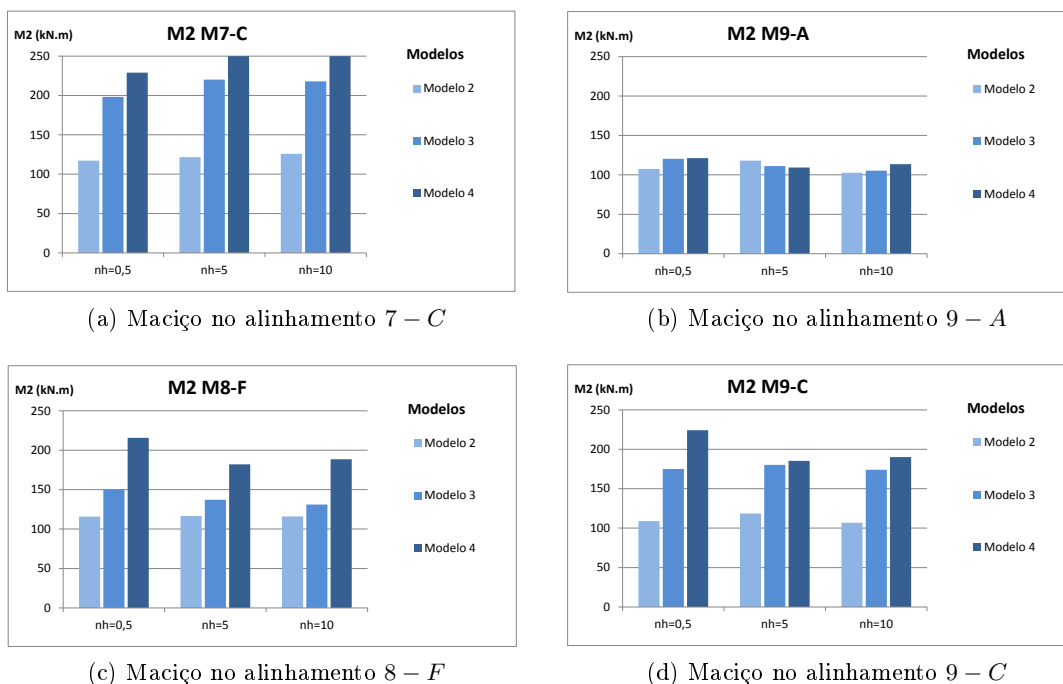


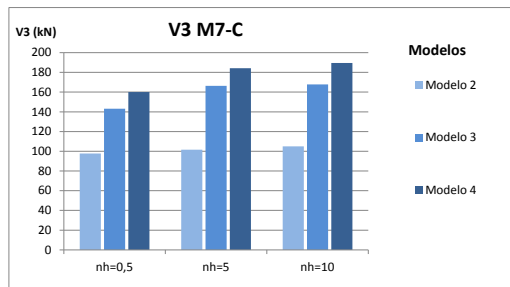
Figura 4.16: Momento flector nos maciços de encabeçamento segundo x

Como se pode observar, todos os maciços, excepto o $M9 - A$ para valores de $n_h = 5 \text{ MN/m}^3$, apresentam o mesmo andamento de momento flector, isto é, a introdução de vigas de fundação provoca um aumento dos momentos flectores, muito significativo no caso do $M7 - C$, na ordem dos 125 kN.m. A consideração de vigas de maiores dimensões não introduz grandes alterações aparentes nos momentos, analisando todos os maciços, embora se verifique um aumento dos momentos no modelo 4, particularmente no maciço $M8 - F$. Considerando $n_h = 0,5 \text{ MN/m}^3$, o momento flector cresce em todos os maciços com a implementação de vigas de fundação, sendo a diferença mais acentuada para o caso das vigas com maior secção transversal.

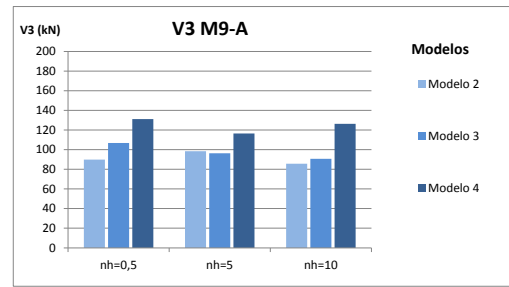
Tal como anteriormente se verificou em praticamente todos os casos, o aumento da taxa de variação do módulo de reacção do terreno não afecta de forma significativa os resultados em cada um dos maciços, excepto, neste caso, o que se passa relativamente ao maciço $M9 - A$.

Nas Figuras 4.17 e 4.18 são apresentados os valores de esforço transversal nos maciços, relativos aos modelos analisados.

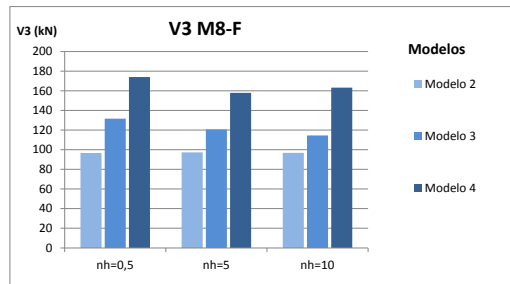
- Esforço transversal (segundo y)



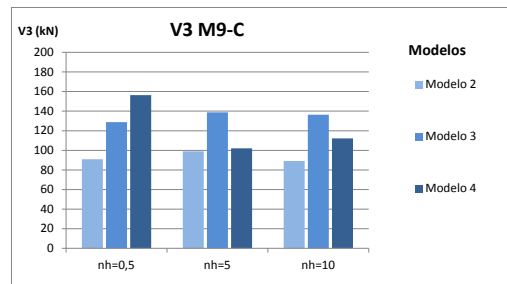
(a) Maciço no alinhamento 7 – C



(b) Maciço no alinhamento 9 – A



(c) Maciço no alinhamento 8 – F



(d) Maciço no alinhamento 9 – C

Figura 4.17: Esforço transversal nos maciços de encabeçamento segundo y

O aumento do esforço transversal segundo y , é patente na maioria dos maciços analisados, excepto no maciço $M9 - A$ para valores de $n_h = 5 \text{ MN/m}^3$. Verifica-se que nos modelos 3 e 4 o esforço transversal é mais elevado, isto é, com a introdução de vigas de fundação o esforço transversal nos maciços aumenta significativamente. Por outro lado, entre os modelos 3 e 4, verificam-se algumas diferenças, particularmente no caso do maciço $M8 - F$, onde o esforço transversal aumenta significativamente para o modelo 4, embora no maciço $M9 - C$ se passe o inverso para valores de $n_h = 5$ e 10 MN/m^3 .

4.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DOS MODELOS 1, 2, 3 E 4

- Esforço transversal (segundo x)

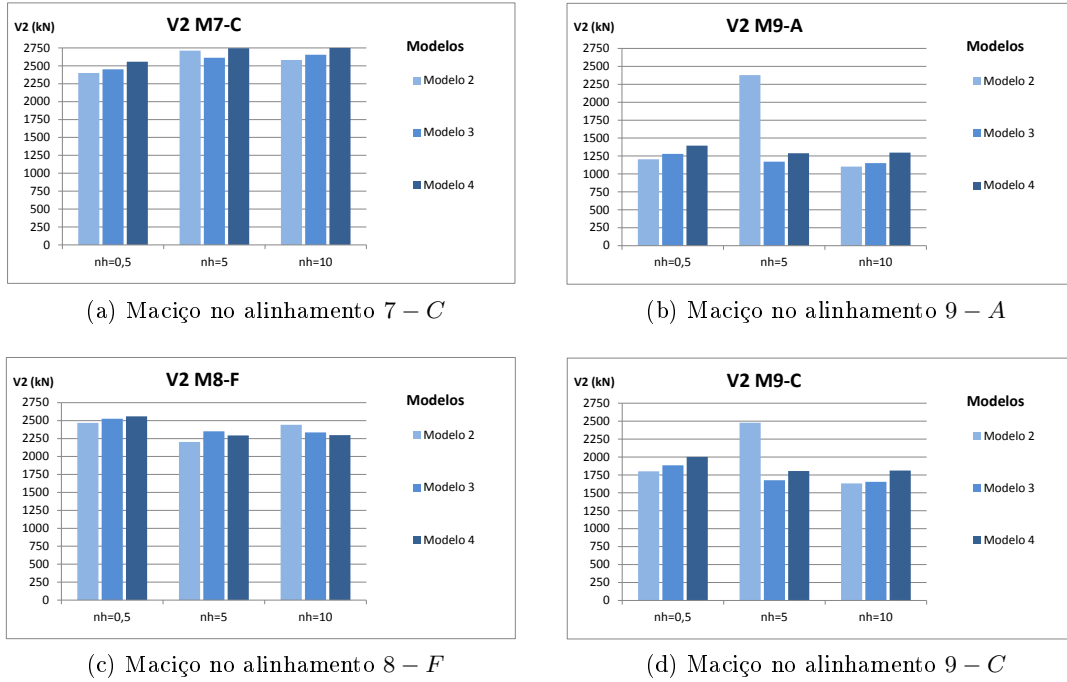


Figura 4.18: Esforço transversal nos maciços de encabeçamento segundo x

Conforme se pode observar, os maciços no alinhamento 9 são aqueles que apresentam maiores diferenças de esforço transversal, considerando um módulo de reacção $n_h = 5 \text{ MN/m}^3$ e comparando os modelos 2, 3 e 4, sendo que no maciço $M9 - A$ a diferença é praticamente o dobro e no maciço $M9 - C$ na ordem dos 800 kN , concluindo-se que a consideração de vigas de fundação com $0,6 \times 1,2 \text{ m}^2$ fazem com que exista uma menor distribuição de esforço transversal nos maciços, não se verificando alterações significativas com a introdução de vigas de maiores dimensões. Por outro lado, a consideração de $n_h = 10 \text{ MN/m}^3$ leva a um efeito contrário nos maciços $M7 - C$ e $M8 - F$ quando se introduzem vigas de fundação, ainda que os resultados seja praticamente coincidentes quando se comparam resultados do modelo 3 e 4 para o mesmo valor de n_h .

No primeiro caso, quando $n_h = 5 \text{ MN/m}^3$, os esforços são menores nos modelos 3 relativamente ao modelo 2, acontecendo o contrário quando para $n_h = 10 \text{ MN/m}^3$. No maciço $M8 - F$ acontece exactamente a situação inversa.

Para concluir a análise dos resultados relativos aos maciços de encabeçamento analisados e mantendo as reservas relativas ao caso em que $n_h = 0,5 \text{ MN/m}^3$, apresentam-se as seguintes conclusões:

1. os esforços axiais aumentam nos maciços centrais e diminuem nos periféricos quando se introduzem vigas de fundação no edifício tipo, os momentos flectores segundo y

aumentam ou não variam significadamente nos centrais e diminuem nos periféricos e, na direcção x, com excepção do maciços de canto para $n_h = 5MN/m^3$, aumentam os momentos;

2. o esforço transversal segundo y segue o mesmo padrão de variação de M_x e o esforço transversal na direcção x diminui nos maciços periféricos com a introdução das vigas de fundação;
3. em todos os maciços, os esforços relativos aos modelos 2, 3 e 4 são da mesma ordem de grandeza quando se comparam entre si resultados com $n_h = 5$ e $10 MN/m^3$.

4.4.1.4 Vigas de fundação

Relativamente às vigas de fundação, as vigas em estudo dizem respeito aos alinhamentos já referenciados anteriormente, na tentativa de centralizar os elementos estudados aos mesmos alinhamentos. Nesta análise apenas foram considerados os modelos 3 e 4, caracterizados por vigas com uma área de secção transversal de $0,4 \times 0,6m^2$ e de $0,6 \times 1,2m^2$, respectivamente. De referir que foram avaliados os esforços axiais, tendo-se considerado apenas os momentos flectores e esforços transversos máximos segundo o eixo y.

Foram consideradas apenas as vigas de fundação $V_5 - A$, $V_5 - C$, $V_2 - 7$, e $V_5 - 8$, representadas na Figura 4.19.

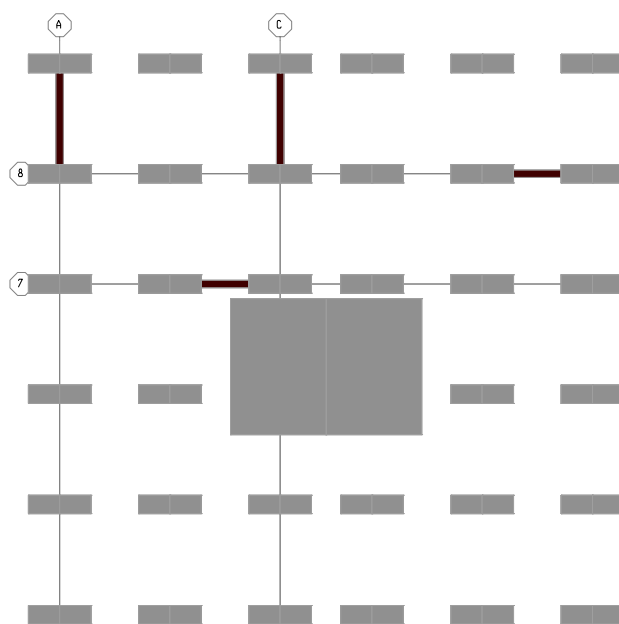


Figura 4.19: Localização em planta das vigas de fundação analisadas no edifício tipo

4.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DOS MODELOS 1, 2, 3 E 465

Seguidamente, são apresentados os esforços nas vigas de fundação, relativos a esforço axial, momento flector e esforço transversal.

- Esforço axial

Na Figura 4.20 são apresentados os valores de esforço axial para as vigas de fundação analisadas.

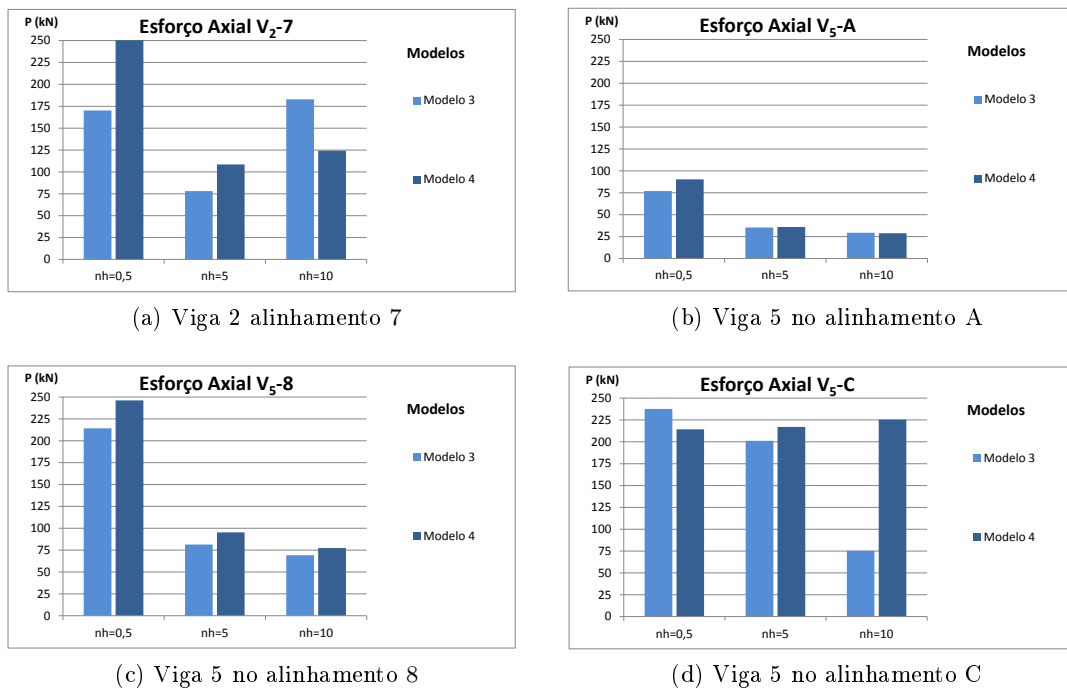


Figura 4.20: Esforço axial nas vigas de fundação

O andamento do esforço axial nas vigas analisadas é contrastante consoante o tipo de terreno, isto é, para terreno com $n_h = 5 \text{ MN/m}^3$, todas as vigas mantêm o mesmo padrão, na medida que o esforço axial não varia significativamente com o tipo de viga, maior ou menor em dimensões. Para um módulo de reacção $n_h = 10 \text{ MN/m}^3$, existe uma diferença de andamento de esforço axial, visto na viga $V_2 - 7$ o esforço axial diminuir 55 kN e na viga $V_5 - C$ aumentar 150 kN, quando se introduzem as vigas de maiores dimensões. Relativamente a terreno com $n_h = 0,5 \text{ MN/m}^3$, o esforço axial é, na maioria dos casos, mais elevado para vigas de maiores dimensões, com excepção da viga $V_5 - C$. De salientar que todas as vigas de fundação analisadas apresentam comportamento à tracção.

- Momento flector

Os momentos flectores nas vigas de fundação analisadas são apresentados na Figura 4.21.

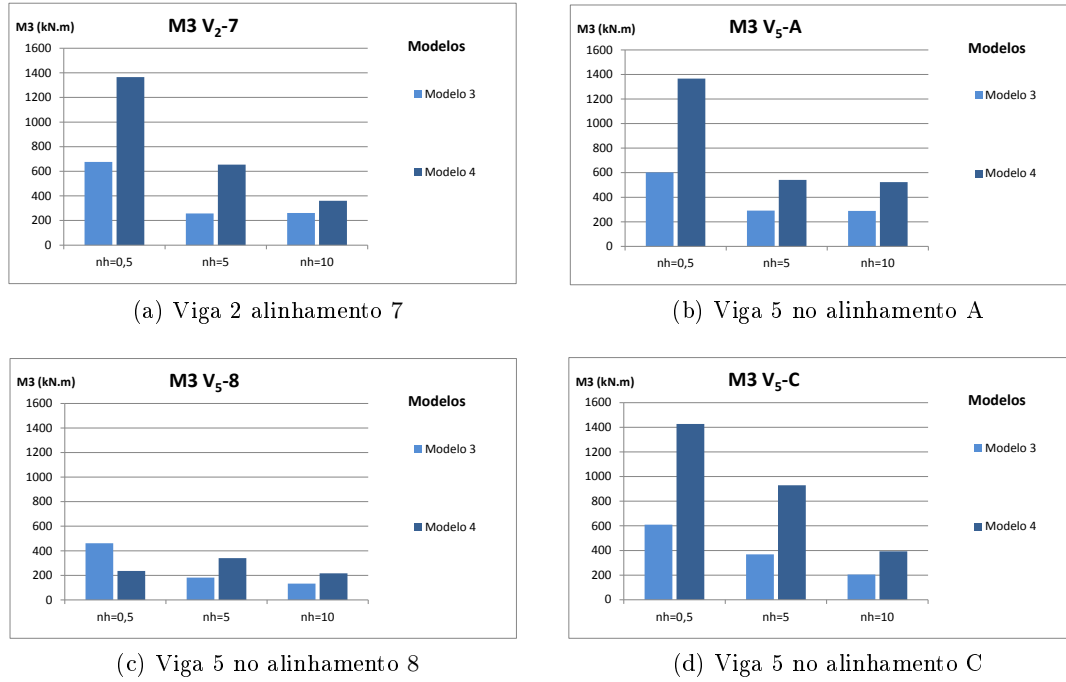


Figura 4.21: Momento flector nas vigas de fundação

Está explícito nos gráficos que para terrenos com n_h mais elevado os momentos flectores são menores. Comparando os modelos 3 e 4, verifica-se que em todas as vigas de fundação os momentos flectores aumentam para o modelo 4 quando se comparam resultados relativos aos dois modelos para o mesmo valor de n_h , sendo essa diferença mais acentuada para o caso de $n_h = 5 \text{ MN/m}^3$, verificando-se as maiores diferenças, na ordem dos 500 kN.m, na viga $V_5 - C$.

Por outro lado, para um terreno com um módulo de reacção $n_h = 0,5 \text{ MN/m}^3$, os momentos flectores são mais elevados com o modelo 4, excepto na viga $V_5 - 8$, onde o momento flector decresceu 220 kN.m com a implementação de vigas de maiores dimensões.

4.4. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS ATRAVÉS DOS MODELOS 1, 2, 3 E 467

- Esforço transversal

Os esforços transversos nas vigas de fundação analisadas são apresentados na Figura 4.22.

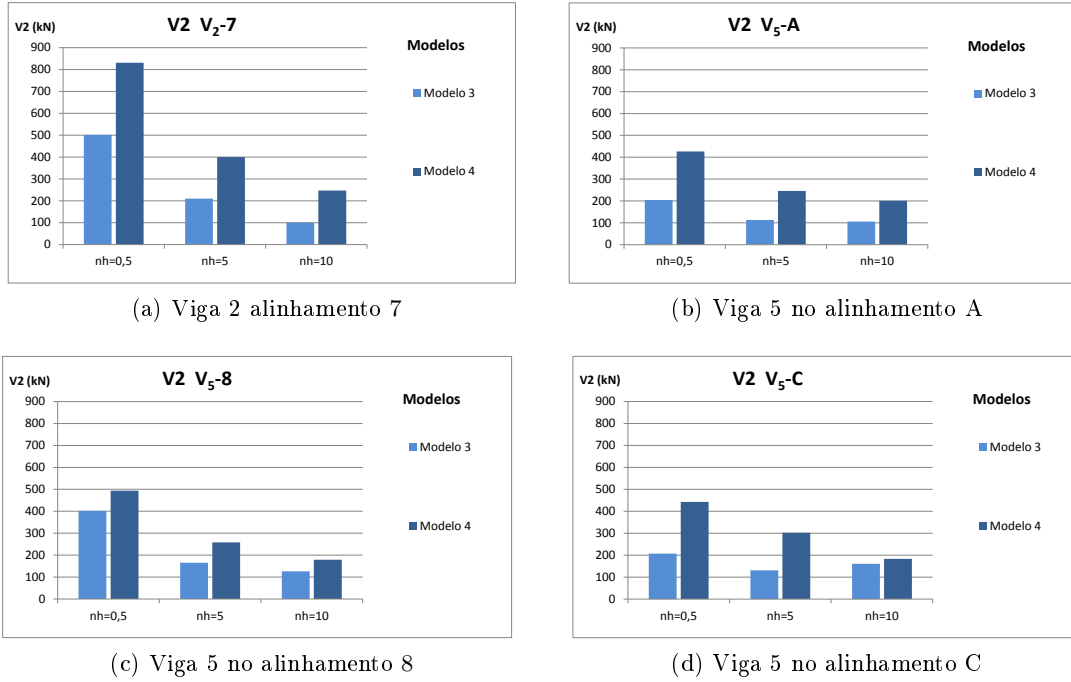


Figura 4.22: Esforço transversal nas vigas de fundação

À semelhança dos momentos flectores, terrenos com o módulo de reacção maior, apresentam genericamente vigas de fundação com esforço transversal mais baixo, comparando os modelos 3 e 4 e evidenciado nos terrenos com $n_h = 5$ e 10 MN/m^3 . Comparando os modelos 3 e 4 e para todos os valores de n_h , o esforço transversal é mais elevado quando as vigas de fundação apresentam maior secção transversal, sendo particularmente mais elevado para a viga $V_2 - 7$ na ordem dos 400 kN.

Para concluir, e também com reservas acerca dos resultados relativos aos casos em que $n_h = 0,5 \text{ MN/m}^3$, verifica-se que os esforços axiais, momentos flectores e esforços transversos tendem a diminuir com o aumento do valor de n_h e a aumentar com o aumento da secção transversal das vigas.

4.4.2 Hipótese 2**4.4.2.1 Esforços na base dos pilares**

Neste Hipótese de cálculo procedeu-se à comparação dos modelos 2, 3 e 4, considerando os maciços rígidos, isto é, majorando em 100 vezes a rigidez real dos maciços de encabeçamento. À semelhança do que aconteceu na comparação dos modelos 5 e 6 no parágrafo 4.3, somente foi considerada uma taxa de variação do módulo de reacção horizontal do solo $n_h = 5MN/m^3$, representativo de areias e argilas médias.

Os esforços máximos ao nível de esforço axial, momento flector e esforço transversal na base dos pilares, relativas às mesmas secções analisadas na Hipótese 1, são apresentados nas Tabelas 4.8, 4.9 e 4.10.

Tabela 4.8: Esforços na base dos pilares do modelo 2, ao nível do piso 0

	Esforço axial (kN)	Momentos (kN.m)		Esforços transversos (kN)	
Pilares	P	M_y	M_x	V_x	V_y
$P7 - C$	-5340,59	653,59	217,90	299,51	221,70
$P9 - A$	-2322,87	647,02	254,12	252,21	188,59
$P8 - F$	-3950,19	617,72	227,49	280,31	207,01
$P9 - C$	-3092,93	615,39	245,03	262,44	194,17

Tabela 4.9: Esforços na base dos pilares do modelo 3, ao nível do piso 0

	Esforço axial (kN)	Momentos (kN.m)		Esforços transversos (kN)	
Pilares	P	M_y	M_x	V_x	V_y
$P7 - C$	-5379,60	741,46	232,44	325,71	192,55
$P9 - A$	-2324,30	632,12	295,40	236,40	188,49
$P8 - F$	-3969,32	739,60	352,61	316,87	239,79
$P9 - C$	-3079,88	756,61	164,98	309,29	125,08

Tabela 4.10: Esforços na base dos pilares do modelo 4, ao nível do piso 0

	Esforço axial (kN)	Momentos (kN.m)		Esforços transversos (kN)	
Pilares	P	M_y	M_x	V_x	V_y
$P7 - C$	-5355,96	618,56	264,51	273,53	158,52
$P9 - A$	-2259,44	626,74	309,03	220,22	159,81
$P8 - F$	-4009,0	645,57	324,47	268,61	185,34
$P9 - C$	-3020,75	625,03	268,65	246,61	159,23

A consideração de uma maior rigidez nos maciços de encabeçamento não provoca alterações significativas nos esforços na base dos pilares ao nível do piso 0. Avaliando especificadamente os modelos, tendo em conta este parâmetro, pode verificar-se que a consideração do modelo 3, isto é, com a implementação de vigas de fundação de menor dimensão transversal, a generalidade dos esforços aumenta relativamente ao modelo 2, ainda que aconteça o contrário nalguns casos, envolvendo principalmente os pilares periféricos. Embora no esforço axial a diferença de resultados não seja significativa, sendo a maior diferença registada no pilar $P8 - F$ com 19,13 kN, nos momentos flectores segundo M_x e M_y a diferença é relativamente mais acentuada. Por exemplo, o pilar $P9 - C$ apresenta uma diferença de 141,22 kN.m em relação a M_y e o $P8 - F$ de 121,88 kN.m. Já em relação a M_x , a maior diferença de momento flector encontra-se no pilar $P8 - F$ com 125,12 kN.m.

Relativamente ao esforço transverso e ainda comparando os modelos 2 e 3, verificam-se diferenças menos significativas que nos momentos flectores. Contudo, no pilar $P9 - C$, ocorre uma diferença de 46,85 kN e no $P8 - F$ de 36,56 kN em relação a V_x . Por outro lado, em relação a V_y , a maior diferença de esforço transverso verifica-se no pilar $P8 - F$, com 32,78 kN.

Evidenciando e comparando os modelos 3 e 4, verifica-se que a introdução de vigas de fundação com secção transversal de $0,6 \times 1,2 m^2$ altera em pouco os esforços na base dos pilares, existindo uma ligeira diminuição dos esforços na generalidade dos pilares, sendo mais acentuada nos momentos flectores M_y . De um modo geral, verifica-se que a consideração de vigas de fundação com uma maior inércia não altera significativamente a distribuição de esforços na base dos pilares.

De forma a tentar perceber melhor a importância da rigidez na distribuição dos esforços, comparou-se o andamento dos mesmos na base dos pilares, em relação aos modelos 2 e 3, considerando os maciços com a rigidez real da estrutura e com rigidez alterada por um factor multiplicativo de 100. Na medida em que no modelo 4 não houve alterações significativas de esforços em relação ao modelo 3, e confirmando que a introdução de vigas de maiores dimensões não introduz alterações significativas no andamento dos esforços, optou-se por não considerar o modelo 4 nas análises que se seguem.

Nas Tabelas 4.11 e 4.12 são apresentados estas diferenças em termos percentuais, tomando por referência os resultados do modelo 2.

Tabela 4.11: Comparação entre resultados nos modelos 2 e 3 da Hipótese 1, para $n_h = 5 \text{ MN}/\text{m}^3$

%	Esforço axial	Momentos		Esforços transversos	
Pilares	P	M_y	M_x	V_x	V_y
$P7 - C$	+0,24	+13,78	+15,94	-10,13	-7,47
$P9 - A$	+0,01	+2,17	-18,66	+5,67	+3,18
$P8 - F$	+0,36	+17,88	+60,59	+12,21	+20,90
$P9 - C$	-0,45	-21,26	+27,64	-16,89	-44,51

Tabela 4.12: Comparação entre resultados nos modelos 2 e 3 da Hipótese 2, para $n_h = 5 \text{ MN}/\text{m}^3$

%	Esforço axial	Momentos		Esforços transversos	
Pilares	P	M_y	M_x	V_x	V_y
$P7 - C$	+0,73	+13,44	+6,67	+8,75	-13,15
$P9 - A$	+0,06	+2,30	-16,24	+6,27	-0,05
$P8 - F$	+0,48	+19,73	+55,00	+13,04	+15,84
$P9 - C$	-0,42	+22,95	+32,67	-17,85	-35,58

No geral, verifica-se que comparando os valores das Tabelas 4.11 e 4.12, a diferença de esforços é praticamente semelhante em ambos os casos, percebendo-se que a contribuição da rigidez dos maciços com a introdução de vigas de fundação, apresenta um grau de participação baixo na influência da distribuição dos esforços na base dos pilares.

Existem contudo algumas diferenças expressivas que não devem ser desprezadas. Analisando os dois casos, verifica-se que existem percentagens expressivas comparando os modelos 2 e 3, e que a introdução de vigas de fundação nos maciços de encabeçamento altera a distribuição de esforços nos modelos. De facto, tanto para a Hipótese 1 como para a Hipótese 2, a introdução de vigas de fundação introduz uma distribuição de esforços heterogénea, na medida em que por um lado implica o aumento de esforços na base dos pilares e, em outras situações, a diminuição dos mesmos, particularmente ao nível dos pilares periféricos.

4.4.2.2 Esforços na cabeça das estacas

No seguimento da Hipótese 2, neste ponto pretende analisar-se os esforços na cabeça das estacas, considerando os maciços com rigidez majorada 100 vezes. Nesta Hipótese, consideram-se as mesmas estacas usadas na Hipótese 1, mas somente considerando uma taxa de variação do módulo de reacção do terreno igual a $n_h = 5MN/m^3$.

Os esforços máximos ao nível de esforço axial (P), momento flector (M_f) e esforço transversal (V_f) na cabeça das estacas são apresentados nas Tabelas 4.13, 4.14 e 4.15, sendo que o M_f e V_f correspondem a obtidos valores estes sob a forma de vector $\sqrt{x^2 + y^2}$, devido à geometria das estacas.

Tabela 4.13: Esforços na cabeça das estacas modelo 2

	Esforço axial (kN)	Momentos (kN.m)	Esforço transversal (kN)
Pilares	P	M_f	V_f
$E_17 - C$	2932,93	200,15	181,14
$E_19 - A$	1682,43	162,88	146,70
$E_28 - F$	2546,83	186,01	170,24
$E_19 - C$	1717,17	168,63	156,75

Tabela 4.14: Esforços na cabeça das estacas modelo 3

	Esforço axial (kN)	Momentos (kN.m)	Esforço transversal (kN)
Pilares	P	M_f	V_f
$E_17 - C$	2819,02	243,72	207,39
$E_19 - A$	1599,91	195,01	172,30
$E_28 - F$	2244,23	226,29	188,99
$E_19 - C$	1646,36	226,92	193,88

Tabela 4.15: Esforços na cabeça das estacas modelo 4

	Esforço axial (kN)	Momentos (kN.m)	Esforço transversal (kN)
Pilares	P	M_f	V_f
$E_17 - C$	2812,07	254,81	212,49
$E_19 - A$	1587,37	205,05	189,12
$E_28 - F$	2235,24	237,42	205,45
$E_19 - C$	1623,56	245,34	203,57

Analisando as Tabelas, verifica-se que dos modelos 3 e 4 resultam valores na mesma ordem de grandeza e que, em relação ao esforço axial, a consideração dos modelos 3 e 4, face ao modelo 2, apresenta uma ligeira diminuição, sendo a maior diferença registada na estaca $E_28 - F$ de 311,59 kN. Em relação aos momentos flectores, e ao contrário da Hipótese 1, verifica-se que em todas as estacas ocorre um ligeiro aumento dos momentos flectores com a introdução das vigas de fundação, na ordem dos 40 kN.m do modelo 2 para o modelo 3.

Contudo, em relação ao esforço transversal, o andamento dos esforços segue o mesmo padrão da Hipótese 1, na medida em que considerando os modelos 3 e 4 face ao modelo 2, os esforços transversos aumentam ligeiramente.

À semelhança do aconteceu no ponto 4.4.2.1, comparou-se o andamento dos esforços na cabeça das estacas, entre os modelos 2 e 3, considerando os maciços com a rigidez real da estrutura e com rigidez alterada por um factor multiplicativo de 100. As Tabelas 4.16 e 4.17 apresentam em termos percentuais essas diferenças.

Tabela 4.16: Comparação entre resultados nos modelos 2 e 3 da Hipótese 1, para $n_h = 5 \text{ MN}/\text{m}^3$

%	Esforço axial	Momentos	Esforço transversal
Pilares	P	M_f	V_f
$E_17 - C$	-4,55	-11,22	+15,46
$E_19 - A$	-4,63	-25,45	+2,46
$E_28 - F$	-11,22	-13,89	+8,73
$E_19 - C$	-2,21	-16,05	+18,52

Tabela 4.17: Comparação entre resultados nos modelos 2 e 3 da Hipótese 2, para $n_h = 5 \text{ MN/m}^3$

%	Esforço axial	Momentos	Esforço transversal
Pilares	P	M_f	V_f
$E_17 - C$	-3,88	+21,77	+14,49
$E_19 - A$	-4,90	+19,73	+17,45
$E_28 - F$	-11,88	+21,65	+11,02
$E_19 - C$	-4,12	+34,57	+23,69

Percebe-se que a diferença em termos de percentuais nas duas situações é muito semelhante, sendo pouca a diferença entre os resultados. Contudo, o comportamento dos esforços é diferente, isto porque a consideração de diferentes rigidezes na distribuição dos mesmos, altera a sua redistribuição. Em termos de esforços axiais e esforços transversos, a consideração da rigidez nos maciços de encabeçamento, com excepção da estaca $E_19 - A$ no maciço de canto em relação aos esforços transversos, é idêntica em ambos os casos. Por outro lado, em termos de momentos flectores, verifica-se que os mesmos aumentam relativamente ao modelo 2 com a Hipótese 1 e diminuem com a Hipótese 2.

4.4.2.3 Esforços nas vigas de fundação

Neste parágrafo pretende-se comparar os esforços nas vigas de fundação considerando as Hipóteses 1 e 2, tendo-se escolhido para tal as mesmas vigas de fundação usadas na Hipótese 1. Note-se que, em todos os casos até agora analisados com a Hipótese 2, os modelos 3 e 4 apresentam na generalidade esforços da mesma ordem de grandeza, contudo, neste caso, os esforços analisados nas vigas apresentam maiores diferenças. Assim, é agora avaliado a diferença de esforços nas vigas de fundação considerando os maciços de encabeçamento com a rigidez real e com a rigidez alterada, majorada por um factor multiplicativo de 100, para o caso dos modelos 3 e 4. Nas Tabelas 4.18 e 4.19 apresentam-se, em percentagem, a diferença de esforços nas vigas de fundação seleccionadas.

Tabela 4.18: Influência da rigidez na distribuição de esforços das vigas de fundação no modelo 3

%	Esforço axial	Momentos		Esforços transversos	
Pilares	P	M_y	M_x	V_x	V_y
$V_5 - A$	+1,20	+20,16	-7,64	-11,37	+12,33
$V_5 - C$	+7,81	+1,74	+12,92	+1,59	+13,65
$V_2 - 7$	+12,85	+28,75	+14,27	+19,79	+22,79
$V_5 - 8$	+3,96	+31,43	+8,94	+11,36	+44,08

Tabela 4.19: Influência da rigidez na distribuição de esforços das vigas de fundação no modelo 4

%	Esforço axial	Momentos		Esforços transversos	
Pilares	P	M_y	M_x	V_x	V_y
$V_5 - A$	+112,70	+195,87	+759,98	+5,72	+926,65
$V_5 - C$	+47,62	+7,64	+402,27	+137,61	+303,35
$V_2 - 7$	+126,68	+242,85	+103,12	+161,89	+553,81
$V_5 - 8$	+9,33	+342,79	+492,01	+67,13	+1288,91

Constata-se que a influência da rigidez dos maciços no modelo 3 contribui para uma ligeira diferença de esforços nas vigas de fundação, verificando-se, na generalidade das vigas, um aumento dos esforços. Somente a viga $V_5 - A$ apresenta uma ligeira diminuição dos momentos flectores e esforços transversos. Por outro lado, no modelo 4, existe de facto um aumento dos esforços com elevada percentagem, sendo o aumento generalizado para todas as vigas de fundação, verificando-se em certos casos, um aumento de cerca de 100 vezes, tomando como referência os maciços com rigidez real, como é o caso de V_y e M_x na viga $V_5 - A$ e V_y na $V_5 - 8$.

Analisando as Tabelas 4.18 e 4.19, constata-se que, de facto, a rigidez tem maior influência no modelo 4 em comparação ao modelo 3, isto é, com a introdução de vigas de maior inércia.

4.4.3 Considerações acerca dos resultados obtidos com os modelos 1, 2, 3 e 4 e as Hipóteses 1 e 2

Analisando os esforços na base dos pilares, em termos de esforços axiais, momentos flectores e esforços transversos, considerando a Hipótese 1 e tomando o modelo 1 por referência, verifica-se que a consideração de fundação por estacas, (modelos 2, 3 e 4) resulta num aumento dos esforços. Em relação ao esforço axial, a consideração de vigas de fundação (modelos 3 e 4) não

apresenta alterações significativas nos esforços relativamente ao modelo 2 mas, já em relação aos momentos flectores e esforços transversos nas duas direcções, a consideração dos modelos 3 e 4 resultam num aumento generalizado daqueles esforços. Quando se comparam entre si os modelos 3 e 4, existe um aumento generalizado dos esforços no modelo 4.

Quanto à cabeça das estacas constata-se que, em relação aos esforços axiais e momentos flectores, a consideração de vigas de fundação (modelo 3) resultou numa diminuição generalizada de esforços tendo por referência o modelo 2, embora se tenha verificado o contrário nas estacas dos maciços interiores em relação ao modelo 4 e para os momentos flectores. Por outro lado, nos esforços transversos, e tendo por referência o modelo 2 a consideração dos modelos 3 e 4 resultou num aumento generalizado em ambos os modelos.

Em relação à Hipótese 2, verifica-se que a consideração de uma maior rigidez artificialmente imposta aos maciços de encabeçamento não provoca uma alteração significativa na distribuição dos esforços na base dos pilares, embora, e à semelhança da Hipótese 1, os esforços aumentem na generalidade dos casos analisados, tomando por referência os modelos 2 e 3.

Na cabeça das estacas, constata-se um aumento generalizado dos esforços com a implementação de vigas de fundação (modelos 3 e 4), considerando a rigidez majorada dos maciços. Em geral, os esforços aumentam considerando este factor, embora nos esforços axiais tenha existido uma ligeira diminuição.

Relativamente às vigas de fundação, verifica-se que para valores de $n_h = 5$ e 10 MN/m^3 , os esforços axiais são praticamente iguais em relação aos modelos 3 e 4, verificando-se diferenças pontuais nas vigas $V_2 - 7$ e $V_5 - C$. Quanto aos momentos flectores e esforços transversos, estes seguem praticamente o andamento dos esforços axiais, embora se verifiquem ligeiras alterações para valores de $n_h = 10 \text{ MN/m}^3$.

Para as Hipóteses 1 e 2 verifica-se que, aquando da comparação dos modelos 3 e 4, existe uma ligeira diferença nos esforços, com aumento dos mesmos para o modelo 4. Quando se compara as duas Hipóteses de cálculo, constata-se na generalidade um aumento dos esforços para a Hipótese 2.

Capítulo 5

Análise de resultados (Assentamentos e rotações relativas)

5.1 Considerações iniciais

Ao contrário do que sucedeu na avaliação de esforços, calculados para estados limites últimos, a análise das deformações foi realizada relativamente a estados limites de utilização.

Na avaliação dos assentamentos e rotações foram escolhidos quatro alinhamentos: dois alinhamentos interiores (alinhamento 2 e B) e dois alinhamentos periféricos (alinhamento A e 9), representados na Figura 5.1. Na Hipótese 1 as deformações foram calculadas com a rigidez real dos maciços de encabeçamento e na Hipótese 2 foi tomada uma rigidez fictícia dos maciços, majorada por um factor de 100.

Por último, foram ainda avaliadas as rotações nos modelos 5 e 6. Como já foi referido, estes modelos caracterizam-se como sendo modelos isolados, pelo que na sua análise, as rotações calculadas em torno do seu próprio eixo, foram retiradas directamente do “Sap 2000”, ao longo dos alinhamentos escolhidos.

De salientar que todos os valores calculados tiveram como base os valores estipulados no Anexo H do EC7, e que os cálculos efectuados foram relativos a uma areia e argila médias, caracterizadas por uma taxa de variação do módulo de reacção do solo de $n_h = 5 \text{ MN}/\text{m}^3$.

5.2 Hipótese 1

5.2.1 Assentamentos nos maciços dos modelos 2, 3 e 4

No cálculo dos assentamentos, e já mencionado anteriormente no parágrafo 2.3.1, o EC7 propõe através do Anexo H e para fundações isoladas valores de assentamentos totais até $50mm$ como aceitáveis para muitas estruturas, e para assentamentos diferenciais entre pilares adjacentes, neste caso entre maciços, que os mesmos não devem ultrapassar valores na ordem dos $20mm$. Pretende-se neste parágrafo avaliar a distribuição de assentamentos máximos absolutos ($D_{máx}$) nos maciços, referentes aos diferentes modelos, e tentar perceber a influência das vigas de fundação na redistribuição dos mesmos.

Os assentamentos máximos absolutos de cada maciço seguidamente apresentados dizem respeito ao deslocamento máximo em cada maciço, representativo da diferença entre a posição inicial e a posição final, respeitante aos quatro alinhamentos em estudo. Em relação aos assentamentos diferenciais máximos, os mesmos dizem respeito à diferença entre o máximo e o mínimo assentamento registado nos maciços em cada alinhamento, como mostra a Figura 2.4 do ponto 2.3.1.

Os modelos estudados nesta Hipótese são os modelos 2, 3 e 4, relativos a fundações por estacas, possuindo em ambos os modelos e como factor comum, os maciços de encabeçamento, tomados com as suas dimensões reais. Na Figura 5.1 são apresentados os alinhamentos estudados.

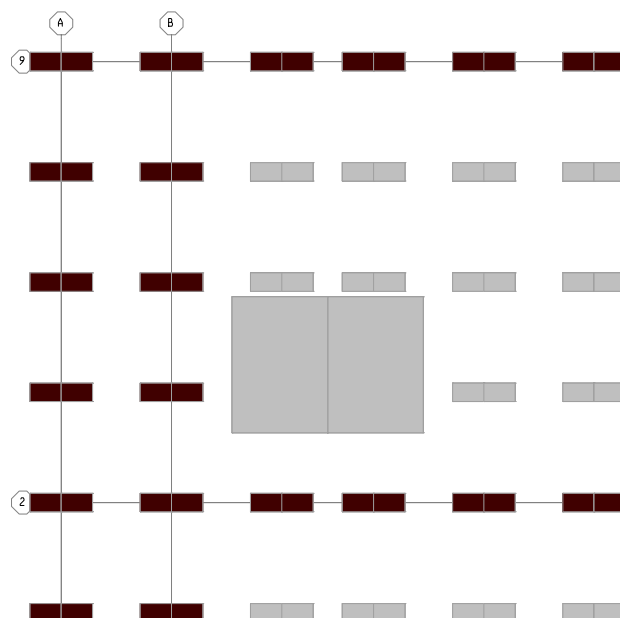
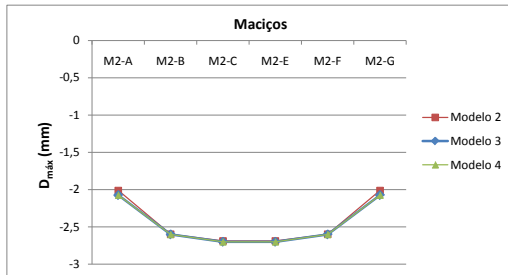
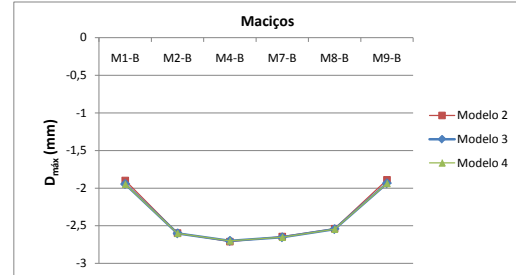


Figura 5.1: Alinhamentos de maciços de encabeçamento

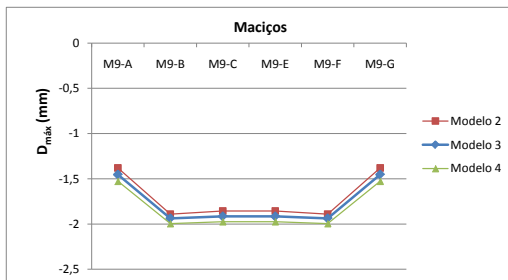
Seguidamente na Figura 5.2, são apresentados os assentamentos máximos absolutos nos maciços, tendo por referência os alinhamentos escolhidos.



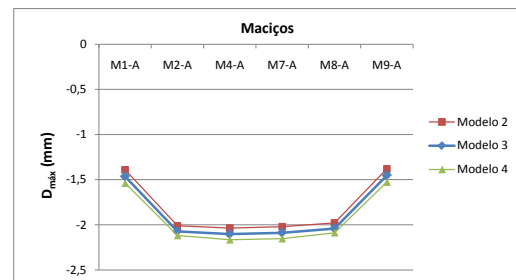
(a) Assentamentos máximos absolutos no alinhamento 2



(b) Assentamentos máximos absolutos no alinhamento B



(c) Assentamentos máximos absolutos no alinhamento 9



(d) Assentamentos máximos absolutos no alinhamento A

Figura 5.2: Assentamentos máximos absolutos nos alinhamentos considerados para a Hipótese 1

Os maciços nas extremidades dos alinhamentos apresentam assentamentos equivalentes em relação aos modelos estudados, verificando-se assentamentos máximos absolutos na ordem dos $2mm$ no alinhamento 2, $1,8mm$ no alinhamento B, e $1,5mm$ nos alinhamentos 9 e A. Os assentamentos máximos absolutos registam-se nos maciços mais interiores, devido à geometria do edifício e à existência de maiores carregamentos concentrados em zonas internas. Analisando ambos os alinhamentos, verificam-se assentamentos máximos de $2,7mm$ nos maciços $M_2 - E$ e $M_2 - C$ referentes ao alinhamento 2 do modelo 3, caracterizado por vigas de fundação com uma área de secção transversal de $0,4 \times 0,6m^2$. Relativamente ao alinhamento B, registam-se assentamentos máximos de $2,71mm$ nos maciços $M_4 - B$ e $M_7 - B$, relativos aos modelos 2 e 3.

Já em relação aos alinhamentos periféricos, no alinhamento 9, os assentamentos máximos absolutos verificam-se nos maciços $M_9 - B$ e $M_9 - F$, com assentamentos na ordem dos $1,94mm$ nos modelos 3 e 4. No alinhamento A, os assentamentos máximos absolutos registam-se nos maciços $M_4 - A$ e $M_7 - A$, com assentamentos máximos absolutos na ordem dos $2,1mm$. De referir que nos alinhamentos periféricos, o modelo 2 apresenta menores assentamentos máximos que os modelos 3 e 4. Contudo, nos restantes alinhamentos, os modelos 3 e 4 apesar

de possuírem vigas de fundação, os assentamentos são equivalentes em ambos os alinhamentos, ainda que o esperado fosse o modelo 4 apresentar menores assentamentos, visto estarem contraventados por vigas e estas apresentarem uma maior inércia.

Em relação aos assentamentos diferenciais máximos em cada alinhamento, registam-se valores máximos na ordem dos $0,81mm$ no modelo 3, alinhamento B. Verifica-se também que nos modelos 3 e 4 os assentamentos diferenciais máximos em todos os alinhamento não apresentam alterações, contudo, comparando os modelos 2 e 3, os assentamentos diferenciais máximos apresentam menores diferenças no modelo 3, sendo o mesmo expectável devido ao contraventamento das vigas de fundação.

Os valores obtidos para os assentamentos máximos, tanto para assentamentos diferenciais como para assentamentos máximos absolutos, estão muito abaixo dos estipulados pelo EC7 para estruturas correntes. Contudo, na avaliação de assentamentos em estruturas, torna-se necessário avaliar caso a caso, visto existirem estruturas susceptíveis a assentamentos maiores que os permitidos em estado de serviço, amplamente dependentes de vários factores. Como se percebeu, a influência das vigas de fundação não contribuiu para menores assentamentos máximos, isto porque tanto no modelo 3 como no modelo 4, a distribuição dos assentamentos é equivalente, sendo o mesmo perceptível na Figura 5.2 em todos os alinhamentos analisados.

5.2.2 Rotações dos maciços dos modelos 2, 3 e 4

Neste parágrafo procura avaliar-se a ordem de grandeza das rotações relativas nos maciços de encabeçamento, nos quatro alinhamentos referenciados anteriormente. Considerando que a rotação relativa, ou distorção angular, é o ângulo formado entre o assentamento diferencial de maciços adjacentes mais o assentamento diferencial entre maciços periféricos em qualquer alinhamento, procurou avaliar-se, através dos assentamentos diferenciais entre maciços, a rotação relativa, visto a diferença entre os maciços periféricos ser praticamente nula e generalizada a todos os alinhamentos. À semelhança do efectuado no cálculo dos assentamentos, na avaliação das rotações, foram calculadas as rotações relativas nos modelos 2, 3 e 4 e considerados os mesmos alinhamentos, considerando-se ainda a rigidez real dos maciços de encabeçamento.

Nas Tabelas 5.1a, 5.1b e 5.1c, encontram-se registados os valores de assentamentos diferenciais entre maciços adjacentes (Δs_{diff}) e rotações relativas (β) para o alinhamento 2.

Tabela 5.1: Assentamentos diferenciais entre maciços adjacentes e rotações relativas no alinhamento 2

(a) Modelo 2			(b) Modelo 3		
Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)	Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)
$M_2 - A$	0,58	1/10000	$M_2 - A$	0,53	1/10000
$M_2 - B$			$M_2 - B$		
$M_2 - B$	0,09	1/50000	$M_2 - B$	0,09	1/50000
$M_2 - C$			$M_2 - C$		
$M_2 - C$	0	0	$M_2 - C$	0	0
$M_2 - E$			$M_2 - E$		
$M_2 - E$	0,09	1/50000	$M_2 - E$	0,09	1/50000
$M_2 - F$			$M_2 - F$		
$M_2 - F$	0,58	1/10000	$M_2 - F$	0,53	1/10000
$M_2 - G$			$M_2 - G$		

(c) Modelo 4		
Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)
$M_2 - A$	0,47	1/12500
$M_2 - B$		
$M_2 - B$	0,15	1/50000
$M_2 - C$		
$M_2 - C$	0	0
$M_2 - E$		
$M_2 - E$	0,15	1/50000
$M_2 - F$		
$M_2 - F$	0,47	1/12500
$M_2 - G$		

Conforme se pode observar na Tabela 5.1, os resultados relativos aos três modelos quanto aos assentamentos diferenciais e às rotações relativas nos maciços, são praticamente iguais, podendo afirmar-se que, nos 3 modelos analisados, os valores estão dentro dos máximos admissíveis propostos no EC7. Constata-se que apesar dos modelos 3 e 4 possuírem vigas de fundação, as rotações relativas são da mesma ordem de grandeza das verificadas no modelo 2, sendo que nos maciços periféricos se registam as maiores rotações relativas.

Nas Tabelas 5.2a, 5.2b e 5.2c são visíveis os valores relativos aos assentamentos diferenciais entre maciços adjacentes e rotações relativas para o alinhamento B.

Tabela 5.2: Assentamentos diferenciais entre maciços adjacentes e rotações relativas no alinhamento B

(a) Modelo 2			(b) Modelo 3		
Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)	Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)
$M_1 - B$	0,69	3/25000	$M_1 - B$	0,65	11/100000
$M_2 - B$			$M_2 - B$		
$M_2 - B$	0,11	1/50000	$M_2 - B$	0,11	1/50000
$M_4 - B$			$M_4 - B$		
$M_4 - B$	0,067	$\simeq 0$	$M_4 - B$	0,048	$\simeq 0$
$M_7 - B$			$M_7 - B$		
$M_7 - B$	0,11	1/50000	$M_7 - B$	0,11	1/50000
$M_8 - B$			$M_8 - B$		
$M_8 - B$	0,65	11/100000	$M_8 - B$	0,61	1/10000
$M_9 - B$			$M_9 - B$		

(c) Modelo 4		
Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)
$M_1 - B$	0,59	1/10000
$M_2 - B$		
$M_2 - B$	0,17	3/100000
$M_4 - B$		
$M_4 - B$	0,08	$\simeq 0$
$M_7 - B$		
$M_7 - B$	0,15	1/50000
$M_8 - B$		
$M_8 - B$	0,58	1/10000
$M_9 - B$		

Embora seja perceptível, na Tabela 5.2, que existe de facto uma ligeira diferença entre os assentamentos diferenciais nos modelos analisados, comprovada ao nível das rotações relativas, os valores estão equiparados e dentro da mesma escala. À semelhança do alinhamento 2, as maiores rotações relativas verificam-se nos maciços periféricos, contudo, embora existam

assentamentos diferenciais nos maciços centrais $M_4 - B$ e $M_7 - B$, as rotações relativas nestes maciços são praticamente nulas.

Tanto no alinhamento 2 como no B, os valores dos assentamentos diferenciais e das rotações relativas nos maciços, estão abaixo dos valores máximos admissíveis estipulados no EC7. Comparando ambos os modelos, verifica-se que as maiores rotações relativas se verificam no modelo 2, não existindo grande diferença em relação aos restantes modelos. Nas Tabelas 5.3a, 5.3b e 5.3c são visíveis os valores relativos aos assentamentos diferenciais entre maciços adjacentes e rotações relativas para o alinhamento 9.

Tabela 5.3: Assentamentos diferenciais entre maciços adjacentes e rotações relativas no alinhamento 9

(a) Modelo 2			(b) Modelo 3		
Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)	Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)
$M_9 - A$	0,51	9/100000	$M_9 - A$	0,48	1/12500
$M_9 - B$			$M_9 - B$		
$M_9 - B$	0,03	1/100000	$M_9 - B$	0,02	$\simeq 0$
$M_9 - C$			$M_9 - C$		
$M_9 - C$	0	$\simeq 0$	$M_9 - C$	0	$\simeq 0$
$M_9 - E$			$M_9 - E$		
$M_9 - E$	0,03	1/100000	$M_9 - E$	0,02	$\simeq 0$
$M_9 - F$			$M_9 - F$		
$M_9 - F$	0,51	9/100000	$M_9 - F$	0,48	1/12500
$M_9 - G$			$M_9 - G$		

(c) Modelo 4		
Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)
$M_9 - A$	0,47	1/12500
$M_9 - B$		
$M_9 - B$	0,02	$\simeq 0$
$M_9 - C$		
$M_9 - C$	0	$\simeq 0$
$M_9 - E$		
$M_9 - E$	0,02	$\simeq 0$
$M_9 - F$		
$M_9 - F$	0,47	1/12500
$M_9 - G$		

Quando se comparam os resultados relativos aos modelos 2 e 3 na Tabela 5.3, as rotações relativas são menores para o segundo caso, na medida que os assentamentos diferenciais entre maciços adjacentes são inferiores nos modelos que possuem vigas de fundação. Verifica-se ainda que, à semelhança dos outros alinhamentos analisados, os modelos 3 e 4 apresentam resultados idênticos no que diz respeito a rotações relativas e diferenças entre maciços adjacentes. Nas Tabelas 5.4a, 5.4b e 5.4c são visíveis os valores relativos aos assentamentos diferenciais entre maciços adjacentes e rotações relativas para o alinhamento A.

Tabela 5.4: Assentamentos diferenciais entre maciços adjacentes e rotações relativas no alinhamento A

(a) Modelo 2			(b) Modelo 3		
Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)	Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)
$M_1 - A$	0,62	1/10000	$M_1 - A$	0,61	1/10000
$M_2 - A$			$M_2 - A$		
$M_2 - A$	0,02	$\simeq 0$	$M_2 - A$	0,03	$\simeq 0$
$M_4 - A$			$M_4 - A$		
$M_4 - A$	0	$\simeq 0$	$M_4 - A$	0	$\simeq 0$
$M_7 - A$			$M_7 - A$		
$M_7 - A$	0,02	$\simeq 0$	$M_7 - A$	0,05	1/100000
$M_8 - A$			$M_8 - A$		
$M_8 - A$	0,61	1/10000	$M_8 - A$	0,60	1/10000
$M_9 - A$			$M_9 - A$		

(c) Modelo 4		
Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)
$M_1 - A$	0,58	1/10000
$M_2 - A$		
$M_2 - A$	0,05	1/100000
$M_4 - A$		
$M_4 - A$	0	$\simeq 0$
$M_7 - A$		
$M_7 - A$	0,07	1/100000
$M_8 - A$		
$M_8 - A$	0,58	1/10000
$M_9 - A$		

Pode verificar-se que quando se comparam os alinhamentos periféricos (alinhamentos 9 e A), o alinhamento A apresenta rotações relativas superiores ao alinhamentos 9. De facto, analisando a Tabela 5.4, verifica-se que em todos os modelos os assentamentos diferenciais entre maciços adjacentes bem como as rotações relativas são, na generalidade, da mesma ordem de grandeza.

Considerando que para estruturas correntes o valor estipulado e aceitável seja de $1/500$ em relação a rotações relativas, capazes de suscitar um estado limite de utilização, o valor mais próximo obtido foi de $3/25000$, confirmando que existe uma grande margem entre os dois valores. Como os valores calculados verificam em relação aos estados limites de utilização, pode concluir-se que, para rotações relativas capazes de suscitar um estado limite último, também o verificam para os quatro alinhamentos.

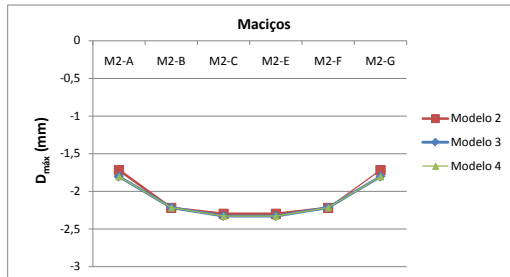
Percebe-se que a consideração das vigas de fundação nos modelos 3 e 4 altera em pouco os assentamentos diferenciais entre maciços adjacentes e as rotações relativas, verificando-se diferenças mínimas. A introdução de vigas de maiores dimensões, utilizadas no modelo 4, em pouco altera os resultados, em comparação com o modelo 3.

5.3 Hipótese 2

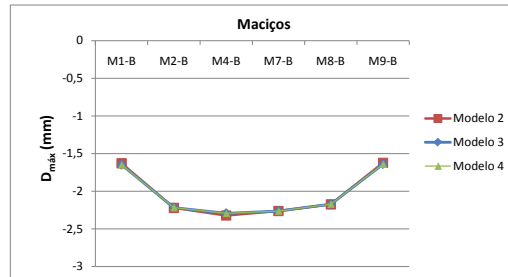
5.3.1 Assentamentos nos maciços dos modelos 2, 3 e 4

Neste parágrafo, e à semelhança da Hipótese 1, procuram-se avaliar os assentamentos máximos dos maciços, considerando a influência da rigidez dos mesmos na ordem de grandeza dos assentamentos. De forma a considerar-se os maciços rígidos, majorou-se a inércia dos mesmos por um factor multiplicativo de 100. Os modelos e os alinhamentos analisados nesta Hipótese foram os mesmos que na Hipótese 1, sendo que o objectivo neste ponto, é o de avaliar o papel e influência da rigidez daqueles na distribuição dos assentamentos máximos absolutos, tendo como base os vários modelos e a maneira como interagem entre si.

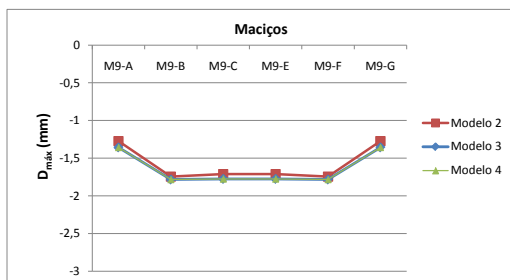
Nas Figuras 5.3a, 5.3b, 5.3c e 5.3d encontram-se os valores de assentamentos máximos absolutos nos alinhamentos anteriormente considerados.



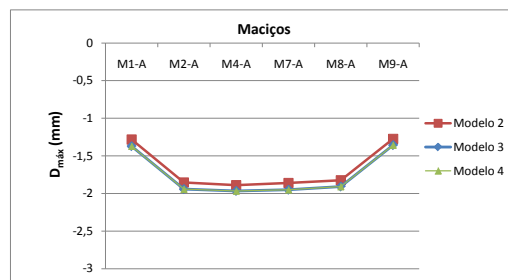
(a) Assentamentos máximos absolutos no alinhamento 2



(b) Assentamentos máximos absolutos no alinhamento B



(c) Assentamentos máximos absolutos no alinhamento 9



(d) Assentamentos máximos absolutos no alinhamento A

Figura 5.3: Assentamentos máximos absolutos nos alinhamentos considerados para a Hipótese 2

Observando as Figuras 5.3a e 5.3b, é perceptível que o factor rigidez no comportamento dos maciços é irrelevante, na medida que pouco influência os assentamentos máximos em ambos os modelos e alinhamentos, ainda que, nos alinhamentos periféricos representados nas Figuras 5.3c e 5.3d, e à semelhança da Hipótese 1, o modelo 2 apresenta menores assentamentos máximos absolutos. Por outro lado, relativamente aos modelos 3 e 4, verifica-se que os assentamentos são praticamente coincidentes.

Quanto aos assentamentos diferenciais máximos, verifica-se que ocorrem nos alinhamentos B e A e para o modelo 2, resultados estes na ordem dos $0,69mm$ para o alinhamento B e $0,61mm$ para o alinhamento A, sendo que em relação aos modelos 3 e 4 existe uma ligeira diminuição dos assentamentos diferenciais máximos.

Nas Figuras 5.4, 5.5, 5.6 e 5.7 é feita uma comparação respeitante à influência da rigidez na distribuição dos assentamentos máximos absolutos nos maciços de encabeçamento, na medida em que se comparam os modelos em estudo em função da consideração da rigidez real dos maciços, e por outro lado, da rigidez majorada.

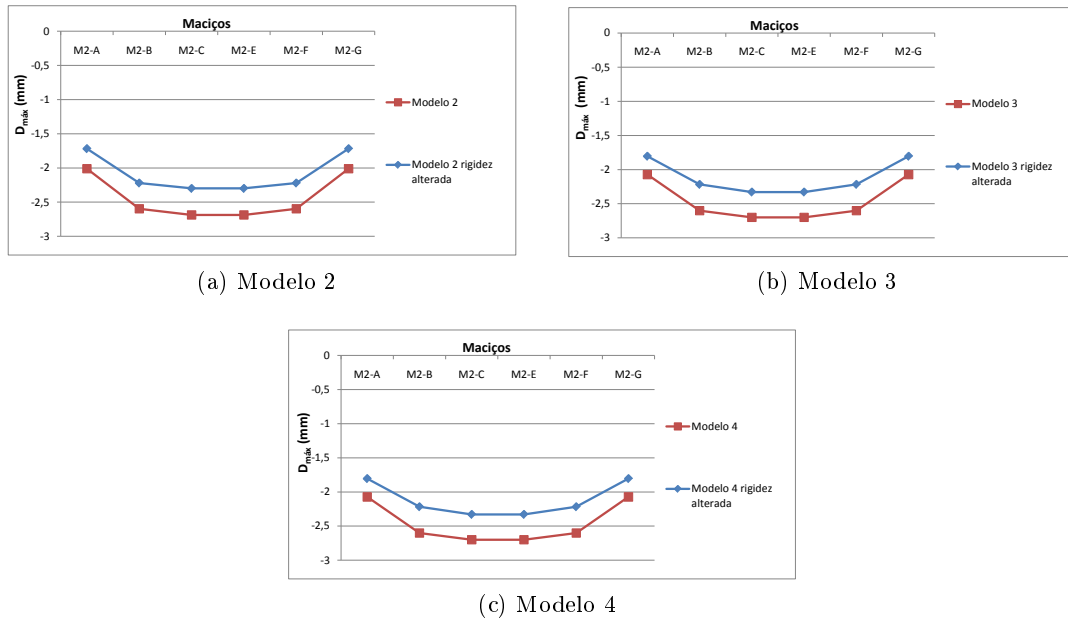


Figura 5.4: Influência da rigidez na distribuição de assentamentos máximos no alinhamento 2

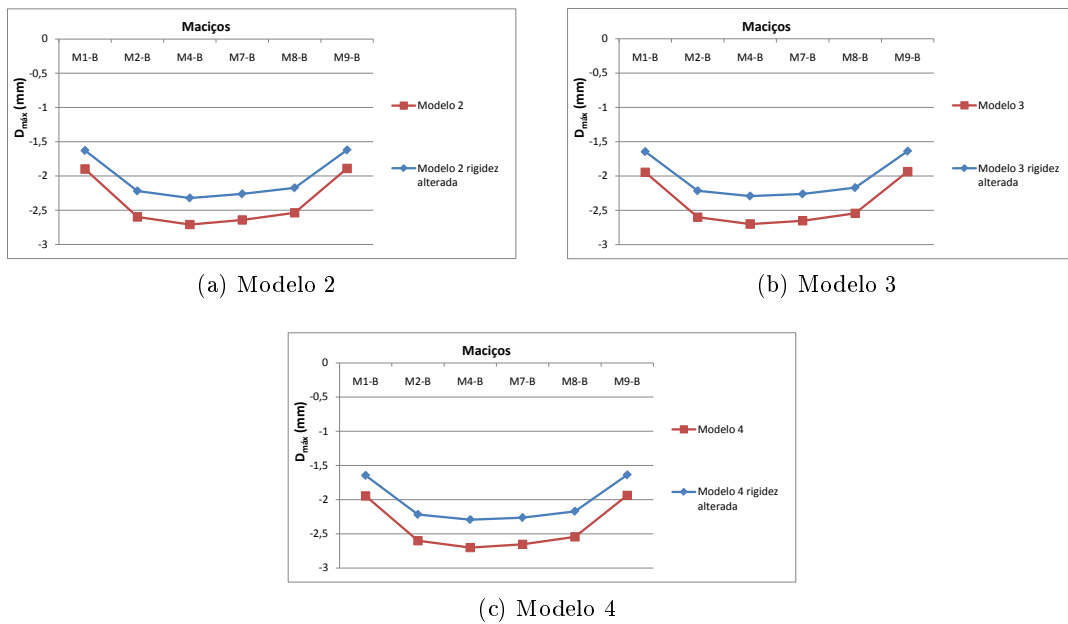


Figura 5.5: Influência da rigidez na distribuição de assentamentos máximos no alinhamento B

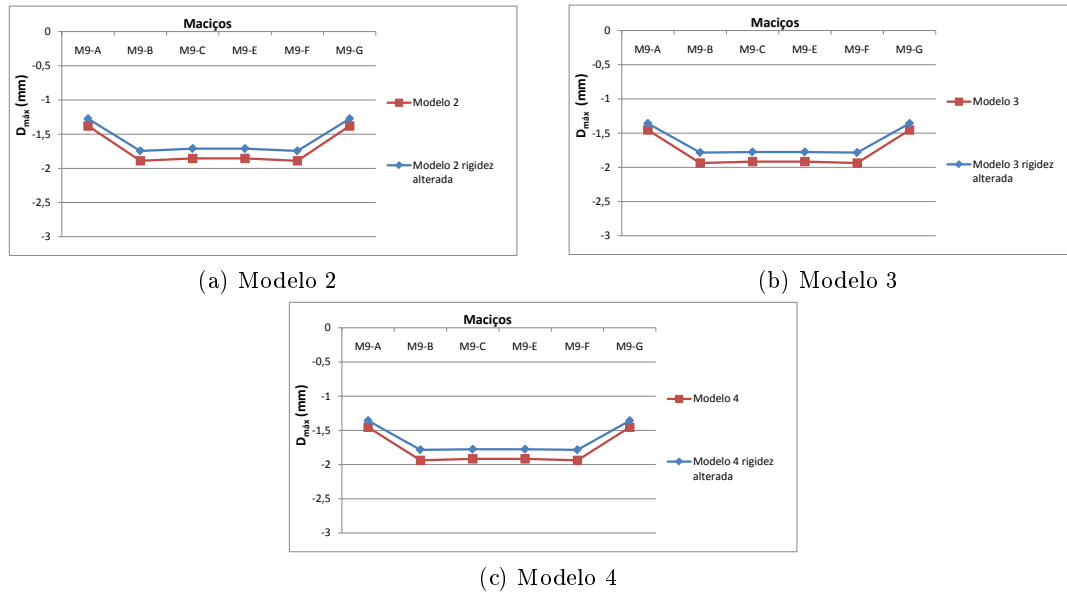


Figura 5.6: Influência da rigidez na distribuição de assentamentos máximos no alinhamento 9

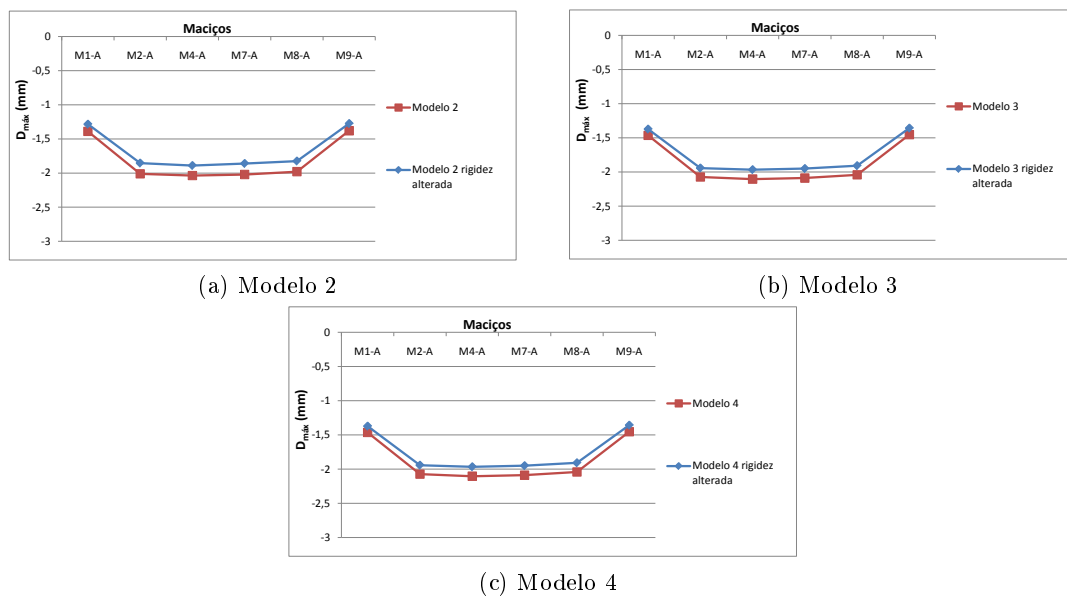


Figura 5.7: Influência da rigidez na distribuição de assentamentos máximos no alinhamento A

Observando os alinhamentos mais interiores (alinhamentos 2 e B), o aspecto mais importante reside no facto dos assentamentos máximos nos maciços de encabeçamento serem menores para o caso de uma rigidez superior. No alinhamento 2, verifica-se que para o modelo 2 a maior diferença, em termos de assentamentos máximos, se regista no maciço $M_2 - C$, com cerca $0,389mm$, enquanto que a menor diferença se verifica nos maciços periféricos $M_2 - A$ e $M_2 - G$. Relativamente ao modelo 3, os maciços com maiores diferenças de assentamentos são $M_2 - B$ e $M_2 - F$, com uma diferença de $0,384mm$, enquanto que a menor é relativa aos maciços $M_2 - A$ e $M_2 - G$. No modelo 4, e à semelhança dos modelos 2 e 3, as maiores

e menores diferenças de assentamento são relativas aos mesmos maciços, sendo os valores equivalentes aos apresentados no modelo 3.

Em relação aos alinhamentos mais periféricos (alinhamentos 9 e A), e à semelhança dos alinhamentos mais interiores, verifica-se que os maciços de encabeçamento para uma rigidez superior apresentam menores assentamentos, sendo menor a diferença entre as duas Hipóteses. Ao contrário dos alinhamentos mais interiores, no alinhamento 9, constata-se que os assentamentos máximos absolutos não ocorrem nos maciços de encabeçamento mais interiores, mas sim nos maciços de ponta $M_9 - B$ e $M_9 - F$, com assentamentos máximos absolutos na ordem dos $1,78mm$ para o modelo 3. No alinhamento A, os maiores assentamentos verificam-se nos maciços $M_4 - A$ e $M_7 - A$.

No alinhamento B, os maiores e menores assentamentos, verificam-se nos maciços $M_4 - B$ e $M_9 - B$, respectivamente, embora existindo algumas diferenças no modelo 2 onde, por exemplo, os maiores assentamentos apresentam diferenças de $0,388mm$ e, por outro lado, as menores diferenças são de $0,269mm$. Nos modelos 3 e 4 as maiores e menores diferenças de assentamentos apresentam valores de $0,408mm$ e $0,298mm$, respectivamente.

5.3.2 Rotações nos maciços dos modelos 2, 3 e 4

As rotações relativas nos maciços de encabeçamento, considerando a sua rigidez alterada, é um aspecto que se pretende avaliar de seguida. Para tal, considerou-se a majoração da inércia dos maciços de encabeçamento.

No cálculo das rotações relativas, os alinhamentos e os modelos abordados foram os mesmos que nas análises anteriores, pelo que, à semelhança da Hipótese 1, teve-se em conta, no cálculo das rotações relativas, os assentamentos diferenciados entre maciços adjacentes e a diferença entre maciços de encabeçamento periféricos nos respectivos alinhamentos.

Nas Tabelas 5.6a, 5.6b e 5.6c apresentam-se os valores relativos aos assentamentos diferenciais entre maciços adjacentes e rotações relativas para o alinhamento 2.

Tabela 5.5: Assentamentos diferenciais e rotações relativas entre maciços para Hipótese 2 no alinhamento 2

Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)	Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)
$M_1 - B$	0,41	7/100000	$M_1 - B$	0,50	1/12500
$M_2 - B$			$M_2 - B$		
$M_2 - B$	0,11	1/50000	$M_2 - B$	0,08	1/100000
$M_4 - B$			$M_4 - B$		
$M_4 - B$	0	0	$M_4 - B$	0	0
$M_7 - B$			$M_7 - B$		
$M_7 - B$	0,11	1/50000	$M_7 - B$	0,08	1/100000
$M_8 - B$			$M_8 - B$		
$M_8 - B$	0,41	7/100000	$M_8 - B$	0,50	1/12500
$M_9 - B$			$M_9 - B$		

(a) Modelo 2
(b) Modelo 3

Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)
$M_1 - B$	0,30	1/20000
$M_2 - B$		
$M_2 - B$	0,19	3/100000
$M_4 - B$		
$M_4 - B$	0	0
$M_7 - B$		
$M_7 - B$	0,19	3/100000
$M_8 - B$		
$M_8 - B$	0,30	1/20000
$M_9 - B$		

(c) Modelo 4

As rotações relativas obtidas no alinhamento 2, tal como na Hipótese 1, estão dentro dos valores estipulados pelo EC7 para os diferentes modelos. Com a consideração do modelo 4, em detrimento do modelo 3, isto é, com a introdução de vigas de maiores dimensões, os valores obtidos para rotações relativas não sofrem qualquer alteração significativa, tal como aconteceu

com a Hipótese 1. Comparando os valores das rotações relativas da Hipótese 1 com os da Hipótese 2, percebe-se que os resultados obtidos estão dentro da mesma escala, sendo pouco significativas as diferenças. Relativamente ao alinhamento B, nas Tabelas 5.6a, 5.6b e 5.6c encontram-se os resultados dos assentamentos diferenciais e rotações relativas entre maciços de encabeçamento adjacentes no alinhamento B.

Tabela 5.6: Assentamentos diferenciais e rotações relativas entre maciços para Hipótese 2 no alinhamento B

(a) Modelo 2			(b) Modelo 3		
Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)	Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)
$M_1 - B$	0,59	1/100000	$M_1 - B$	0,57	1/10000
$M_2 - B$			$M_2 - B$		
$M_2 - B$	0,01	1/50000	$M_2 - B$	0,08	1/100000
$M_4 - B$			$M_4 - B$		
$M_4 - B$	0	0	$M_4 - B$	0,03	0
$M_7 - B$			$M_7 - B$		
$M_7 - B$	0,11	1/50000	$M_7 - B$	0,09	1/50000
$M_8 - B$			$M_8 - B$		
$M_8 - B$	0,59	1/100000	$M_8 - B$	0,50	9/100000
$M_9 - B$			$M_9 - B$		

(c) Modelo 4		
Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)
$M_1 - B$	0,40	7/100000
$M_2 - B$		
$M_2 - B$	0,27	1/25000
$M_4 - B$		
$M_4 - B$	0,14	1/50000
$M_7 - B$		
$M_7 - B$	0,20	3/100000
$M_8 - B$		
$M_8 - B$	0,39	1/25000
$M_9 - B$		

À semelhança do alinhamento 2, as rotações relativas no alinhamento B seguem o mesmo

padrão de resultados. De referir ainda que, entre os maciços $M_2 - B$, $M_4 - B$, $M_7 - B$ e $M_8 - B$, não se registam assentamentos diferenciais relevantes, originando rotações relativas praticamente nulas entre os diferentes maciços.

Nas Tabelas 5.7 e 5.8 encontram-se os resultados dos assentamentos diferenciais e rotações relativas entre maciços de encabeçamento adjacentes para os alinhamentos 9 e A, relativos aos alinhamentos periféricos.

Tabela 5.7: Assentamentos diferenciais e rotações relativas entre maciços para Hipótese 2 no alinhamento 9

(a) Modelo 2			(b) Modelo 3		
Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)	Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)
$M_9 - A$	0,47	1/12500	$M_9 - A$	0,43	7/100000
$M_9 - B$			$M_9 - B$		
$M_9 - B$	0,03	1/100000	$M_9 - B$	0,01	$\simeq 0$
$M_9 - C$			$M_9 - C$		
$M_9 - C$	0	0	$M_9 - C$	0	0
$M_9 - E$			$M_9 - E$		
$M_9 - E$	0,03	1/100000	$M_9 - E$	0,01	$\simeq 0$
$M_9 - F$			$M_9 - F$		
$M_9 - F$	0,47	1/12500	$M_9 - F$	0,43	7/100000
$M_9 - G$			$M_9 - G$		

(c) Modelo 4		
Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)
$M_9 - A$	0,33	1/20000
$M_9 - B$		
$M_9 - B$	0,12	1/50000
$M_9 - C$		
$M_9 - C$	0	0
$M_9 - E$		
$M_9 - E$	0,12	1/50000
$M_9 - F$		
$M_9 - F$	0,33	1/20000
$M_9 - G$		

Tabela 5.8: Assentamentos diferenciais e rotações relativas entre maciços para Hipótese 2 no alinhamento A

(a) Modelo 2			(b) Modelo 3		
Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)	Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)
$M_1 - A$	0,57	1/10000	$M_1 - A$	0,57	1/10000
$M_2 - A$			$M_2 - A$		
$M_2 - A$	0,04	1/100000	$M_2 - A$	0,02	$\simeq 0$
$M_4 - A$			$M_4 - A$		
$M_4 - A$	0,03	0	$M_4 - A$	0,02	$\simeq 0$
$M_7 - A$			$M_7 - A$		
$M_7 - A$	0,04	1/100000	$M_7 - A$	0,04	1/100000
$M_8 - A$			$M_8 - A$		
$M_8 - A$	0,57	1/10000	$M_8 - A$	0,56	1/10000
$M_9 - A$			$M_9 - A$		

(c) Modelo 4		
Maciços	$\Delta sdiff$ (mm)	β (rad)
$M_1 - A$	0,45	7/100000
$M_2 - A$		
$M_2 - A$	0,16	3/100000
$M_4 - A$		
$M_4 - A$	0,03	$\simeq 0$
$M_7 - A$		
$M_7 - A$	0,18	3/100000
$M_8 - A$		
$M_8 - A$	0,43	7/100000
$M_9 - A$		

Analisando as Tabelas verifica-se que quando se comparam os alinhamentos interiores com os alinhamentos mais periféricos, as rotações relativas nos maciços de encabeçamentos são da mesma ordem de grandeza. Contudo, nos maciços dos alinhamentos interiores, os assentamentos diferenciais entre maciços adjacentes são inferiores aos dos alinhamentos mais interiores. De referir ainda que, tanto nos alinhamentos mais interiores como nos periféricos, os modelos 3 e 4 apresentam, na generalidade, rotações relativas praticamente iguais.

5.4 Considerações acerca dos resultados obtidos com os modelos 2, 3 e 4

Ao nível dos assentamentos máximos absolutos verifica-se que, tanto na Hipótese 1 como na Hipótese 2, os resultados obtidos estão muito abaixo dos valores máximos previstos no EC7. Constatou-se ainda que, os assentamentos máximos absolutos se registam nos maciços interiores e os menores nos maciços periféricos, o que seria expectável.

Considerando o factor da rigidez, verifica-se que na Hipótese 2 se obtêm menores assentamentos máximos e diferenciais entre maciços de encabeçamento, verificando-se assentamentos máximos na ordem dos 3 mm e diferenciais de $0,7\text{ mm}$ nos quatro alinhamentos para a Hipótese 1. Já na Hipótese 2, registam-se assentamentos máximos na ordem dos $2,2\text{ mm}$ e de $0,30\text{ mm}$, respectivamente.

Verifica-se ainda que, quando se comparam os alinhamentos interiores com os periféricos, os alinhamentos interiores apresentam maiores assentamentos máximos absolutos, isto para as duas Hipóteses de cálculo e de acordo com o esperado.

Relativamente à comparação dos modelos, verifica-se que a consideração de vigas de fundação (modelos 3 e 4) introduzem poucas variações nos assentamentos máximos absolutos e diferenciais entre maciços de encabeçamento, analisando as duas Hipóteses e em todos os alinhamentos estudados.

No caso das rotações relativas, e à semelhança dos assentamentos absolutos e diferenciais, os resultados obtidos para as duas Hipóteses e alinhamentos analisados estão dentro dos valores estipulados pelo EC7. Os resultados obtidos ao nível das rotações nos maciços de encabeçamento foram relativamente baixos considerando as duas Hipóteses, sendo pouca a diferença entre elas, ainda que o valor de rotação relativa mais elevado seja de $3/25000$ na Hipótese 1.

Constatou-se também que, ao considerarem-se os modelos 3 e 4, em detrimento do modelo 2, as alterações são pouco significativas.

Quando se comparam os alinhamentos interiores com os periféricos, verifica-se que em ambos os casos as rotações relativas são da mesma ordem de grandeza, sendo que para os alinhamentos mais periféricos as mesmas são ligeiramente inferiores.

5.5 Rotações nos modelos 5 e 6

Através dos resultados verificados nos modelos integrados 2, 3 e 4, neste parágrafo optou-se por analisar apenas 2 alinhamentos interiores caracterizados apenas por três maciços de encabeçamento, devido à “simetria” em planta do edifício tipo, visto que nas análises anteriores

se verificou que os alinhamentos interiores eram os mais condicionantes. Tentou-se para tal compatibilizar os alinhamentos agora considerados de forma a serem coincidentes com as secções analisadas no cálculo dos esforços, referentes aos modelos 5 e 6.

As análises relativas a estes modelos foram realizadas tomando para o terreno uma taxa de variação do módulo de reacção do solo igual $n_h = 5MN/m^3$, representativo de areia medianamente compacta ou argila de consistência média normalmente consolidada.

Pretende-se com esta análise comparar as rotações relativas nos maciços de encabeçamento entre os dois modelos e para zonas mais interiores do edifício tipo, e avaliar se existe de facto uma significativa rotação no modelo 6 em relação ao 5, por forma a comprovar uma redistribuição de esforços para as vigas de fundação. De referir que apenas se calculou a rotação θ_2 segundo o eixo y, na direcção de maior inércia de cada maciço de encabeçamento. Foram analisados dois alinhamentos interiores (alinhamentos 8 e B) compostos apenas por três maciços cada, sendo que nos alinhamentos 8 e B os maciços analisados foram: $M_9 - B$, $M_8 - B$, $M_7 - B$, $M_8 - E$, $M_8 - F$ e $M_8 - G$ (ver Figura 4.1).

Na Tabela 5.9 são apresentados os valores de rotações θ_2 (rad) para os dois modelos anteriormente referidos.

Tabela 5.9: Rotações relativas nos maciços de encabeçamento dos modelos 5 e 6

Alinhamentos	Maciços	θ_2 (rad)	
		Modelo 5	Modelo 6
8	$M_8 - F$	1/4000	1/22700
	$M_8 - E$	1/3850	1/55560
	$M_8 - G$	1/3850	1/55560
B	$M_9 - B$	1/4200	1/47600
	$M_8 - B$	1/9400	1/22700
	$M_7 - B$	1/9000	1/22200

De facto, uma comparação entre os dois modelos (5 e 6) em termos de rotações relativas é algo questionável, visto o modelo 5 não estar contraventado em nenhuma das situações por vigas de fundação e, assim, obterem-se rotações superiores como se observa na Tabela 5.9. Comparando os dois alinhamentos, verifica-se que as rotações no alinhamento 8 são superiores às dos alinhamento B no modelo 5. Contudo, no modelo 6, as rotações são ligeiramente superiores para o alinhamento B, com excepção do maciço de canto ($M_9 - B$).

Ainda que de um ponto de vista formal não seja correcto o tipo de análise apresentada neste parágrafo, pode concluir-se que a utilização da modelação em que o cálculo da estrutura

e da fundação é realizado separadamente conduz a maiores rotações relativas do que nas modelações em conjunto (modelos 2, 3 e 4), com agravamento óbvio para as condições do modelo 5 relativamente ao modelo 6.

Contudo, verifica-se que, para as situações analisadas, os valores obtidos se situam abaixo da gama de valores máximos preconizado no EC7.

Capítulo 6

Análise de custos

6.1 Considerações iniciais

As estacas são o tipo de fundação indirecta mais utilizado e isso acontece, em parte, devido à sua grande versatilidade em termos de processos construtivos e capacidade para transmitir ao solo cargas elevadas com pequenas deformações. A escolha das estacas utilizadas neste estudo prendeu-se, de certa forma, com as características da estrutura tipo e o tipo de terrenos modelados, embora se pretendam também avaliar os efeitos económicos que as diferentes modelações introduzem no custo final da obra.

Como base no que foi mencionado no Capítulo 1, as vigas de fundação são um elemento estrutural que, apesar de serem geralmente consideradas em obra, não são, muitas vezes, consideradas no projecto estrutural, ainda que a sua existência condicione vários aspectos a ter em conta.

Pretende-se com este estudo avaliar os efeitos da sua implementação nos cálculos em virtude de uma redistribuição de esforços por outros elementos estruturais.

Nesta análise de custos foram considerados os dois tipos de vigas de fundação analisados anteriormente, representadas nos modelos 3 e 4, com cálculo integrado da estrutura e fundação e ainda nos modelos 5 e 6, modelados autonomamente. De referir que neste Capítulo, apenas foram considerados os modelos relativos à Hipótese 1, caracterizados por terrenos onde $n_h = 5 \text{ MN/m}^3$.

Nas análises apresentadas no âmbito deste capítulo foram seleccionadas seis secções de vigas de fundação e estacas, as quais, correspondentes a um quarto do edifício tipo (ainda que o núcleo do edifício não tenha o seu centro de gravidade coincidente com o centro de gravidade do edifício ao nível do piso 0), e portanto “duplamente” simétricas e com esforços da mesma ordem de grandeza relativamente ao restante.

6.1.1 Percentagens de armaduras nas vigas

Neste parágrafo pretende avaliar-se o factor económico com a implementação das vigas de fundação. Para isso foram calculadas as áreas das armaduras nas vigas de fundação em função da consideração dos vários modelos em estudo (modelos 3, 4, 5 e 6). As vigas de fundação seleccionadas nesta avaliação são as dos alinhamentos A, B, C, 7, 8 e 9, denominadas por $V_5 - A$, $V_5 - B$, $V_4 - C$, $V_2 - 7$, $V_1 - 8$ e $V_1 - 9$, caracterizadas nos modelos 3, 4 e 6 e representadas na Figura 6.1.

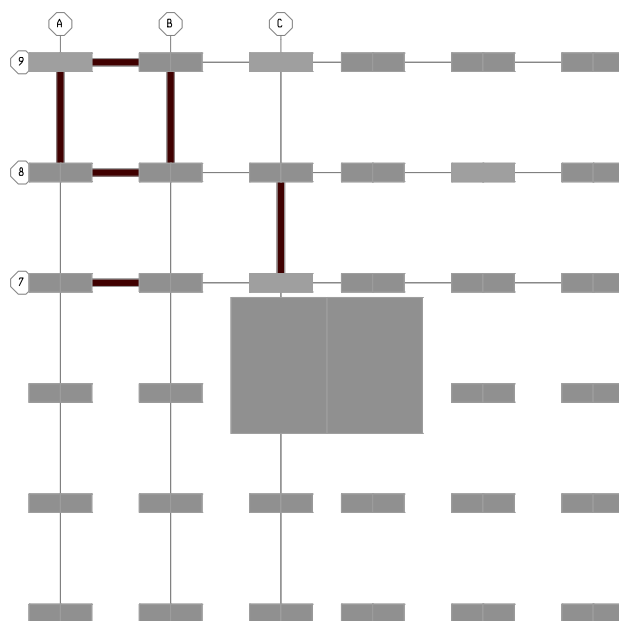


Figura 6.1: Localização em planta das vigas de fundação analisadas nos custos

Admitindo que as vigas se encontram sujeitas a um estado de flexão puro, uma vez que os esforços axiais a que se encontram sujeitas são desprezáveis comparativamente com os restantes esforços actuantes, foram calculadas as respectivas armaduras longitudinais e transversais. O procedimento de cálculo consiste na determinação dos momentos reduzidos e respectiva taxa mecânica de armadura, de forma a determinar a área final de armadura. Nas Tabelas 6.1 e 6.2 são apresentadas as taxas mecânicas de armadura (ω) bem como as áreas finais de armadura longitudinal de cada viga. É ainda apresentada uma diferença percentual das áreas de armadura, comparando os modelos 3 e 4 e 4 e 6, tomando por referência os modelos 3 e 4, respectivamente.

De referir que as áreas de armaduras mínimas, longitudinais e transversais, são apresentadas a negrito nas referidas Tabelas.

- Armadura longitudinal (armadura inferior)

Tabela 6.1: Armaduras longitudinais a meio vão das vigas e comparação das áreas de armaduras dos respectivos modelos

	Modelos							
	3		4		$\Delta_{As3-4}\%$	6		$\Delta_{As4-6}\%$
Vigas	ω	$A_s(cm^2)$	ω	$A_s(cm^2)$		ω	$A_s(cm^2)$	
$V_5 - A$	0,176	17,54	0,055	17,78	+1,35	0,021	11,40	-35,87
$V_5 - B$	0,184	18,38	0,053	16,98	-7,64	0,060	19,38	+14,13
$V_4 - C$	0,216	21,53	0,077	24,68	+14,66	0,055	17,59	-28,72
$V_2 - 7$	0,155	15,43	0,027	11,40	-26,11	0,024	11,40	0
$V_1 - 8$	0,106	10,61	0,007	11,40	-7,42	0,023	11,40	0
$V_1 - 9$	0,102	10,16	0,017	11,40	-12,26	0,004	11,40	0

- Armadura longitudinal (armadura superior)

Tabela 6.2: Armaduras longitudinais nos apoios das vigas e comparação das áreas de armaduras dos respectivos modelos

	Modelos							
	3		4		$\Delta_{As3-4}\%$	6		$\Delta_{As4-6}\%$
Vigas	ω	$A_s(cm^2)$	ω	$A_s(cm^2)$		ω	$A_s(cm^2)$	
$V_5 - A$	0,214	21,38	0,070	22,71	+6,24	0,026	11,40	-49,81
$V_5 - B$	0,224	22,36	0,076	24,36	+8,93	0,056	18,19	-25,32
$V_4 - C$	0,250	24,97	0,092	29,81	+19,37	0,059	18,90	-36,61
$V_2 - 7$	0,188	18,78	0,064	20,63	+9,87	0,095	30,70	+48,79
$V_1 - 8$	0,162	16,14	0,056	18,09	+12,07	0,092	29,58	+63,55
$V_1 - 9$	0,141	14,10	0,047	15,18	+7,60	0,075	24,29	+60,06

As armaduras transversais são apresentadas na Tabela 6.3 onde, à semelhança das armaduras longitudinais, é apresentada uma diferença percentual das áreas de armadura comparando os modelos 3 e 4 e 4 e 6, tomando por referência os modelos 3 e 4, respectivamente.

- Armadura transversal

Tabela 6.3: Armaduras transversais das vigas e comparação das áreas de armaduras dos respectivos modelos

	Modelos				
	3	4		6	
Vigas	$A_{sv}(cm^2/m)$	$A_{sv}(cm^2/m)$	$\Delta_{As3-4}\%$	$A_{sv}(cm^2/m)$	$\Delta_{As4-6}\%$
$V_5 - A$	5,35	6,12	+14,44	6,00	-1,91
$V_5 - B$	5,59	6,09	+8,93	6,00	-1,47
$V_4 - C$	6,24	9,78	+56,59	6,00	-38,63
$V_2 - 7$	5,60	11,12	+98,48	13,75	+23,62
$V_1 - 8$	4,04	11,12	+175,66	13,27	+19,31
$V_1 - 9$	4,12	7,01	+70,20	13,44	+91,84

Analisando a Tabela 6.1 verifica-se que as vigas dos alinhamentos A, B e C apresentam uma maior área de armadura inferior em relação às restantes, na ordem dos 20 cm^2 e nos três modelos analisados. Aquando da comparação dos modelos 3 e 4, constata-se que ao considerar-se o modelo 4 não existe um padrão uniforme na diferença de armaduras, na medida em que sómente as três últimas vigas (direcção x) apresentam diferenças mais acentuadas, como é o caso da viga $V_2 - 7$ com uma redução de armadura na ordem dos 26,11%. Em relação ao modelo 6, verifica-se que as vigas $V_5 - A$ e $V_4 - C$ são as que apresentam maior redução de armadura e a três ultimas vigas armaduras mínimas, contudo, quando se compara o modelo 6 com o 4, existe uma diminuição ou uma igualdade nas armaduras.

Em relação às armaduras superiores, verifica-se através da Tabela 6.2 que, à semelhança das armaduras inferiores, as vigas mais armadas são as dos alinhamentos A, B e C no caso dos modelos 3 e 4. Verifica-se também que, quando se comparam os modelos 3 e 4, existe um aumento generalizado da armadura superior para o segundo caso, verificando-se aumentos mais acentuados na viga $V_4 - C$ de 19,37 %. Contudo, comparando os modelos 4 e 6 o mesmo não acontece, verificando-se uma diminuição de armaduras nas vigas dos alinhamentos A, B e C e um aumento nas vigas dos alinhamentos 7, 8 e 9 na ordem dos 60 %.

Quando se analisa a Tabela 6.3, e tomando por referência o modelo 3, verifica-se que existe um aumento generalizado das armaduras transversais no modelo 4, sendo evidente na viga $V_1 - 8$ um aumento na ordem dos 175,66 %. As armaduras transversais relativas ao modelo 6 seguem o mesmo padrão que se verifica relativamente às armaduras longitudinais inferiores,

embora as armaduras relativas às vigas $V_5 - A$, $V_5 - B$ e $V_4 - C$ correspondam a áreas de armadura mínima.

De referir que nas armaduras inferiores dos modelos 3 e 4, a consideração de vigas de maior inércia (modelo 4) apenas introduz redução significativa no que se refere a quatro dos seis troços analisados, e o inverso nos restantes não se verificando um comportamento uniforme aquando da comparação dos modelos 3 e 4. Em relação ao modelo 6 (em que a situação de fundação foi estudada a partir dos esforços obtidos no modelo 1) verifica-se que, genericamente, as armaduras horizontais superiores e transversais aumentam significadamente nos troços de viga estudados na direcção de maior inércia da planta de fundação (direcção x), quando se toma por referência o modelo 4 (modelo integrado), e ocorre o inverso na direcção y .

Quanto às armaduras longitudinais inferiores apenas ocorre aumento na viga $V_5 - B$.

Das análises anteriores pode concluir-se o seguinte:

1. quando se comparam os modelos 3 e 4, as armaduras longitudinais inferiores diminuem na generalidade com a introdução de vigas de maior inércia (modelo 4), Quando se comparam os modelos 4 e 6, as armaduras no 2^o caso diminuem significativamente ou mantem as armaduras mínimas, ainda que em alguns casos aumentem, nomeadamente, na viga $V_5 - B$;
2. em relação às armaduras superiores, verifica-se que são na generalidade superiores às inferiores, ocorrendo um aumento genérico no modelo 4 relativamente ao 3 e no 6 em relação ao 4, ainda que neste caso apenas na direcção de maior inércia da planta de fundações e o inverso na direcção y ;
3. quanto às armaduras transversais constata-se que o padrão é coincidente com o que se verifica relativamente ao item 2 relativo às armaduras longitudinais superiores.

6.1.2 Percentagens de armaduras nas estacas

À semelhança do ponto 6.1.1, pretende-se neste caso avaliar a distribuição de armaduras nas estacas. As estacas consideradas nesta análise foram tomadas numa amostra correspondente a um quarto do edifício tipo e equiparáveis às restantes, devido à dupla “simetria” do edifício tipo. Portanto, as estacas mais condicionantes consideradas foram: $E_27 - A$, $E_27 - B$, $E_18 - A$, $E_18 - C$, $E_19 - A$ e $E_19 - C$, localizáveis através da Figura 4.1, sendo que a letra e a numeração em primeiro lugar, dizem respeito à numeração e posicionamento da estaca no maciço. Os modelos considerados, tendo por base os casos com fundação por estacas, foram: modelos 2, 3, 4, 5 e 6.

No cálculo das armaduras longitudinais das estacas admitiu-se uma situação de flexão composta, tendo-se começado por calcular os momentos reduzidos e os esforços normais reduzidos

com posterior avaliação da respectiva taxa mecânica de armadura, retirada com base em ábacos de flexão composta (Arga et al., 1985). Nas Tabelas 6.4 e 6.5 são apresentadas as taxas mecânicas de armadura bem como as áreas de armadura longitudinal em cada estaca. De referir que as áreas de armaduras mínimas, longitudinais e transversais, são apresentadas a negrito nas referidas Tabelas. É ainda apresentada uma diferença percentual das áreas de armadura comparando os modelos 2 e 3, 2 e 4, 3 e 4, 2 e 5 e 2 e 6 e, por fim, os modelos 4 e 6, tomando por referência, em cada comparação, os modelos indicados em primeiro lugar.

- Armaduras longitudinais

Tabela 6.4: Armaduras longitudinais das estacas e comparação de resultados dos modelos 2 e 3, 2 e 4 e 3 e 4

Estacas	Modelos							
	2		3		$\Delta_{As2-3}\%$	4		$\Delta_{As3-4}\%$
	ω	$A_s(cm^2)$	ω	$A_s(cm^2)$		ω	$A_s(cm^2)$	
$E_{27} - A$	0,290	69,95	0,250	60,30	-13,79	0,300	72,36	+3,45
$E_{27} - B$	0,350	84,43	0,350	84,43	0	0,400	96,49	+14,29
$E_{18} - A$	0,270	65,13	0,330	79,60	+22,22	0,340	82,01	+25,93
$E_{18} - C$	0,360	86,84	0,360	86,84	0	0,390	94,07	+8,33
$E_{19} - A$	0,300	72,36	0,280	67,54	-6,67	0,240	57,89	-20,00
$E_{19} - C$	0,320	77,19	0,280	67,54	-12,50	0,300	72,36	-6,25

Tabela 6.5: Armaduras longitudinais das estacas e comparação de resultados dos modelos 2 e 5, 4 e 6 e 5 e 6

Estacas	Modelos						
	5			6			
	ω	$A_s(cm^2)$	$\Delta_{As2-5}\%$	ω	$A_s(cm^2)$	$\Delta_{As4-6}\%$	$\Delta_{As5-6}\%$
$E_{27} - A$	0,210	50,66	-27,59	0,170	41,01	-43,33	-19,05
$E_{27} - B$	0,130	31,36	-62,86	0,150	36,18	-62,50	+15,38
$E_{18} - A$	0,270	65,13	0	0,130	31,36	-61,76	-51,85
$E_{18} - C$	0,340	82,01	-5,56	-	25,13	-79,49	-69,40
$E_{19} - A$	-	25,13	-83,33	-	25,13	-58,33	0
$E_{19} - C$	0,250	60,30	-21,88	-	25,13	-66,67	-58,33

As armaduras transversais são apresentadas nas Tabela 6.6 e 6.7 onde, à semelhança das armaduras longitudinais, é apresentada uma diferença percentual das áreas de armadura comparando os modelos 2 e 3, 2 e 4, 3 e 4, 2 e 5 e, por fim, os modelos 4 e 6.

- Armadura transversal (cintas helicoidais)

Tabela 6.6: Armaduras transversais das estacas e comparação das áreas de armaduras nos modelos 2 e 3, 2 e 4 e 3 e 4

Estacas	Modelos					
	2	3	$\Delta_{As2-3}\%$	4	$\Delta_{As2-4}\%$	$\Delta_{As3-4}\%$
	$A_s(cm^2/m)$	$A_s(cm^2/m)$		$A_s(cm^2/m)$		
$E_{27} - A$	5,24	5,24	0	5,24	0	0
$E_{27} - B$	5,24	5,45	+4,04	5,95	+13,57	+9,16
$E_{18} - A$	5,24	5,24	0	5,24	0	0
$E_{18} - C$	5,24	5,76	+9,97	6,14	+17,10	+6,49
$E_{19} - A$	5,24	5,24	0	5,24	0	0
$E_{19} - C$	5,24	5,24	0	5,48	+4,52	+4,52

Tabela 6.7: Armaduras transversais das estacas e comparação dos modelos 2 e 5, 4 e 6 e 5 e 6

Estacas	Modelos				
	5	$\Delta_{As2-5}\%$	6	$\Delta_{As4-6}\%$	$\Delta_{As5-6}\%$
	$A_s(cm^2)$		$A_s(cm^2)$		
$E_{27} - A$	5,24	0	5,24	0	0
$E_{27} - B$	5,24	0	5,24	-11,95	0
$E_{18} - A$	5,24	0	5,24	0	0
$E_{18} - C$	5,24	0	5,24	-14,61	0
$E_{19} - A$	5,24	0	5,24	0	0
$E_{19} - C$	5,24	0	5,24	-4,33	0

Comparando os modelos 2 e 3 na Tabela 6.4 verifica-se que, na generalidade, as armaduras longitudinais nas estacas diminuem ligeiramente ou mantêm os seus valores, ocorrendo aumento apenas na estaca $E_{18} - A$, na ordem dos 22 %. A consideração de vigas de fundação

de maior inércia (modelo 4) introduz, na generalidade, um aumento das áreas de armaduras quando se comparam os modelos 2, 3 e 4. No caso do modelo 4, somente a estaca $E_{19} - A$ sofre uma diminuição de armadura em relação ao modelo 3, na ordem dos 15 %.

Na Tabela 6.5, aquando da comparação dos modelos autónomos (modelos 5 e 6) com os modelos integrados (modelos 2 e 4), verifica-se que os primeiros apresentam áreas de armaduras inferiores aos modelos integrados, ocorrendo em alguns casos apenas a necessidade de áreas mínimas de armadura de $25,13 \text{ cm}^2$.

Comparando entre si os resultados relativos aos modelos autónomos 5 e 6, verifica-se que o modelo 6, que integra vigas de fundação de grande dimensão nas direcções x e y do edifício tipo, conduz genericamente a áreas de armadura significativamente inferiores às obtidas com o modelo 5, o qual não inclui qualquer tipo de vigas de fundação, excepto no caso da estaca $E_{27} - B$ que se situa junto ao núcleo do edifício.

Relativamente às armaduras transversais, Tabela 6.6, constata-se que, no geral, as armaduras transversais correspondem a armaduras mínimas, particularmente nos modelos 2, 5 e 6. Nos casos em que se comparam os modelos 2 e 3, 2 e 4 e os modelos 3 e 4, as áreas de armaduras não variam ou sofrem ligeiros aumentos. Os modelos 5 e 6 apresentam armaduras semelhantes aos dos modelos integrados, na medida em que se não se verificam na generalidade alterações significativas, excepto quando se comparam os modelos 4 e 6, ocorrendo em alguns casos diminuição de armaduras transversais no modelo 6.

No caso das estacas pode concluir-se o seguinte:

1. nos modelos integrados, a introdução de vigas de fundação de pequena dimensão no modelo 2 conduz a que no modelo 3 se mantenham ou diminuam genericamente as armaduras longitudinais, enquanto que a introdução de vigas de grande dimensão leva a que no modelo 4 as estacas sofram um aumento generalizado de armaduras. A consideração do modelo 4 relativamente ao 3, apresenta um aumento significativo generalizado das áreas de armaduras longitudinais
2. comparando os modelos com vigas de fundação de grandes dimensões (modelos 4 e 6), verifica-se uma diminuição muito significativa das armaduras longitudinais no caso dos modelos autónomos (modelos 5 e 6) relativamente aos modelos integrados (modelos 2 e 4). Por outro lado, comparando os modelos 5 e 6 entre si, verifica-se também uma diminuição generalizada das armaduras longitudinais no caso do modelo 6 relativamente ao modelo 5;
3. as armaduras transversais calculadas são na generalidade armaduras mínimas, sendo que, particularmente em alguns casos, a consideração dos modelos 3 e 4 relativamente ao modelo 2 introduzem aumentos pouco significativos. No caso dos modelos 3 e 4, a introdução de vigas de maiores dimensões no modelo 4 conduz igualmente a um aumento de armaduras transversais, mantendo em alguns casos armaduras mínimas;

4. os modelos 5 e 6 apresentam armaduras transversais mínimas em todos os casos, ainda que comparando os modelos 4 e 6 se verifique que as armaduras se mantêm ou diminuem no modelo 6, tomando por referência o modelo 4.

6.2 Simulação dos custos para estacas e vigas de fundação nos modelos 3, 4, 5 e 6

Com base nas avaliações anteriores, pretende-se neste parágrafo efectuar uma estimativa dos custos de execução das vigas de fundação e estacas relativas aos vários modelos estudados. Considerando que o processo construtivo das estacas é efectuado com extracção do terreno e recurso a bentonite e que as vigas de fundação apresentam dois tipos de secção transversal, é efectuado uma estimativa por metro linear com base nas armaduras longitudinais e transversais das estacas e vigas de fundação e dos processos construtivos inerentes à sua execução.

Por questões de simplificação dos cálculos não se avaliaram alterações eventuais nos custos finais devido a diferentes contribuições dos pilares (pelos menos ao nível do piso 0), dos maciços de encabeçamento das estacas de diâmetro de 800 mm e das estacas com diâmetro de 1000 mm e respectivo maciço de encabeçamento, que constituem o núcleo do edifício tipo.

As estimativas efectuadas foram relativas aos modelos 3, 4, 5 e 6, sendo que nesta análise, e à semelhança dos pontos anteriores, foi apenas considerada a Hipótese 1 para $n_h = 5\text{ MN/m}^3$. Na Tabelas 6.8 e 6.9 são apresentadas as armaduras longitudinais e transversais nas vigas de fundação.

Tabela 6.8: Armaduras longitudinais das vigas de fundação

(a) Armaduras longitudinais inferiores das vigas de fundação				(b) Armaduras longitudinais superiores das vigas de fundação			
Vigas	Modelos			Vigas	Modelos		
	3	4	6		3	4	6
	Varões				Varões		
$V_5 - A$	$6\phi 20$	$6\phi 20$	$6\phi 16$	$V_5 - A$	$7\phi 20$	$8\phi 20$	$6\phi 16$
$V_5 - B$	$6\phi 20$	$6\phi 20$	$4\phi 25$	$V_5 - B$	$8\phi 20$	$8\phi 20$	$6\phi 20$
$V_4 - C$	$7\phi 20$	$8\phi 20$	$6\phi 20$	$V_4 - C$	$8\phi 20$	$6\phi 25$	$4\phi 25$
$V_2 - 7$	$5\phi 20$	$6\phi 16$	$6\phi 16$	$V_2 - 7$	$6\phi 20$	$7\phi 20$	$7\phi 25$
$V_1 - 8$	$6\phi 16$	$6\phi 16$	$6\phi 16$	$V_1 - 8$	$6\phi 20$	$6\phi 20$	$7\phi 25$
$V_1 - 9$	$6\phi 16$	$6\phi 16$	$6\phi 16$	$V_1 - 9$	$5\phi 20$	$5\phi 20$	$5\phi 25$

Tabela 6.9: Armaduras transversais das vigas de fundação

	Modelos		
	3	4	6
Vigas	Varões		
$V_5 - A$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 17,5$	$\phi 12 // 17,5$
$V_5 - B$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 17,5$	$\phi 12 // 17,5$
$V_4 - C$	$\phi 12 // 17,5$	$\phi 12 // 10,0$	$\phi 12 // 17,5$
$V_2 - 7$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 10,0$	$\phi 10 // 12,5 + \phi 12 // 12,5$
$V_1 - 8$	$\phi 10 // 17,5$	$\phi 12 // 10,0$	$\phi 10 // 12,5 + \phi 12 // 12,5$
$V_1 - 9$	$\phi 10 // 17,5$	$\phi 12 // 15,0$	$\phi 10 // 12,5 + \phi 12 // 12,5$

Na generalidade, analisando as Tabelas 6.8a, 6.8b e 6.9, verifica-se que as armaduras longitudinais inferiores e superiores mais condicionantes apontam para varões de $\phi = 25\text{ mm}$ e para as armaduras transversais de $\phi = 12\text{ mm}$, verificando-se ainda que as vigas com maior armadura são as dos alinhamentos mais interiores. De igual modo, nas Tabelas 6.10 e 6.11 são apresentadas as armaduras longitudinais e transversais das estacas.

Tabela 6.10: Armaduras longitudinais das estacas

	Modelos				
	2	3	4	5	6
Estacas	Varões				
$E_2 7 - A$	$9\phi 32$	$8\phi 32$	$9\phi 32$	$11\phi 25$	$9\phi 25$
$E_2 7 - B$	$11\phi 32$	$11\phi 32$	$12\phi 32$	$10\phi 20$	$8\phi 25$
$E_1 8 - A$	$9\phi 32$	$10\phi 32$	$10\phi 32$	$9\phi 32$	$10\phi 20$
$E_1 8 - C$	$11\phi 32$	$11\phi 32$	$12\phi 32$	$11\phi 32$	$8\phi 20$
$E_1 9 - A$	$9\phi 32$	$9\phi 32$	$8\phi 32$	$8\phi 20$	$8\phi 20$
$E_1 9 - C$	$10\phi 32$	$9\phi 32$	$9\phi 32$	$8\phi 32$	$8\phi 20$

Analisando todas as estacas, verifica-se que, em relação às armaduras longitudinais, as mais condicionantes são para varões de $\phi = 32\text{ mm}$ e $\phi = 25\text{ mm}$, no entanto, para as armaduras transversais, os varões mais condicionantes são de $\phi = 12\text{ mm}$.

6.2. SIMULAÇÃO DOS CUSTOS PARA ESTACAS E VIGAS DE FUNDAÇÃO NOS MODELOS 3, 4, 5 E 6

Tabela 6.11: Armaduras transversais das estacas

	Modelos				
	2	3	4	5	6
Estacas	Varões				
$E_{27} - A$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$
$E_{27} - B$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 17,5$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$
$E_{18} - A$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$
$E_{18} - C$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 17,5$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$
$E_{19} - A$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$
$E_{19} - C$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$	$\phi 12 // 20,0$

Na Tabela 6.12 apresenta-se um breve resumo dos preços de venda, em média, tendo em conta a hipótese de execução de estacas executadas com extracção de terreno e recurso a bentonite e vigas de fundação.

Tabela 6.12: Preços de venda médio das vigas de fundação e estacas

Custos	Estacas $\phi = 800$	Vigas de Fundação
Betão	60EUR/ m^3	60EUR/ m^3
Betão de limpeza	-	45EUR/ m^3
Aço	0,60EUR/ kg	0,20EUR/ kg
Furação	45EUR/ ml	-
Cofragem	-	10EUR/ m^2
Escavação	-	8EUR/ m^3
Obs: (definição do preço de Venda)		
Preço unitário \times sobreconsumo \times custo estaleiro / 1-margem (Betão)		
(Preço unitário + 5EUR Mão de obra) \times custo estaleiro / 1-margem (Betão de limpeza)		
Preço unitário \times perdas \times custo estaleiro / 1-margem (Aço)		
Sobreconsumo de betão em estacas-1,2		
Perdas no aço das estacas-5%		
Perdas no betão de limpeza no aço das vigas-10%		
Margem de lucro-85%		

Os preços de custo mencionados anteriormente são preços praticados em média hoje em dia, sendo que o preço de venda está afectado de uma margem de 15% que pode não ser razoável nos dias de hoje.

Na Tabela 6.13 é apresentado o mapa de quantidades aproximado, relativo a estacas e vigas de fundação nos modelos 3, 4, 5 e 6. De referir que, para efeitos de uma análise comparativa, e uma vez que é habitual a consideração de vigas de fundação, muitas vezes apenas pelo efeito de travamento das fundações mas sem qualquer tipo de cálculo, consideraram-se vigas de fundação nos modelos 2 e 5 com uma área de secção transversal de $0,4 \times 0,6 m^2$ e armaduras mínimas.

As quantidades foram estimadas com base nos resultados apresentados nos pontos 6.1.1 e 6.1.2, aproveitando também a dupla “simetria” do edifício tipo ao nível da planta de fundações.

A Tabela 6.13 apresenta ainda em percentagem as diferenças de custos finais entre os diferentes modelos, tendo em conta apenas as vigas de fundação e as estacas com diâmetro de $800 mm$, como atrás foi justificado.

Tabela 6.13: Mapa de quantidades e diferenças de custos entre modelos relativo a vigas de fundação e estacas de ϕ 800

Quantidades (EUR)		Vigas de Fundação				Estacas			
	2 e 5	3	4	6	2	3	4	5	6
Modelos									
Betão	4321,73	4321,73	12965,18	12965,18			64926,92		
Betão de limpeza	217,40	217,40	326,11	326,11			-		
Aço	4727,25	11829,90	15708,25	16815,46	103649,50	103605,40	105241,5	72210,94	49797,56
Furação	-	-	-	-			59670,00		
Cofragem	2635,20	2635,20	5270,40	5270,40			-		
Custos finais	13461,63	20564,27	31926,37	38303,98	228246,40	228202,32	229838,42	203807,86	174394,48
Custos finais brutos		-	-	-	241708,03	248766,59	261764,79	217269,49	212698,45
Diferenças de custos/modelos									
$\Delta\%$	Vigas de fundação			Estacas			Diferenças finais		
2-3		+52,76			-0,02			+2,92	
2-4		+137,16			+0,69			+8,30	
3-4		+55,25			+0,72			+5,23	
2-5		0			-10,70			-10,11	
4-6		+19,98			-24,12			-18,74	
5-6		+184,5			-14,43			-2,10	

A Tabela 6.13 permite verificar que relativamente aos modelos integrados (modelos 2, 3 e 4), e tendo-se acrescido no modelo 2 vigas de fundação para efeitos de travamento não consideradas nos cálculos, o modelo 4 conduz à solução mais cara, quer em termos de vigas de fundação e estacas quer em termos dos custos finais.

A análise da Tabela permite ainda observar que o custo das estacas é praticamente idêntico nos três modelos, sendo a diferença de custo final do modelo 4 relativamente ao 3 de cerca de apenas mais 5 %.

Note-se que, ainda que sendo pouco expressiva a diferença, seria expectável o custo das estacas do modelo 4 ser inferior ao do modelo 3, na medida em que a existência de vigas de grande inércia deveria conduzir a um aligeiramento dos esforços nas estacas. Ora tal não acontece, talvez devido à grande rigidez do conjunto ao nível da planta de fundações (as vigas de fundação foram distribuídas ao longo de todos os alinhamentos do edifício), tendendo a concentrar esforços nesta zona quando se procede ao cálculo integrado da estrutura e da fundação por estacas.

Comparando os resultados dos modelos integrados (modelos 2 e 4) com os modelos autónomos (modelos 5 e 6), e notando-se que relativamente ao modelo 5 se acrescentaram vigas de fundação para efeitos de travamento tal como referido a propósito do modelo 2, verifica-se que o modelo 5 tem um custo final cerca de 10 % inferior ao modelo 2 e o modelo 6 um custo final inferior em cerca de 19 % relativamente ao 4, isto é, os modelos autónomos conduzem a solução com custo final inferior.

A análise dos custos relativos aos modelos 5 e 6 mostra um aumento de custo muito significativo da ordem dos 185 %, do modelo 5 para o modelo 6 relativamente às vigas de fundação e uma diminuição também muito significativa, da ordem dos 15 %, no custo das estacas, ainda que a diferença no custo final das vigas e estacas seja pouco expressiva, da ordem dos 2 %.

Note-se ainda que:

- no modelo 5 as estacas custam cerca de 15 vezes mais do que as vigas de fundação, enquanto que no modelo 6 essa diferença é de 4, 6 vezes mais;
- comparando o modelo 6 com o modelo 5 e tendo este por referência, as vigas do modelo 6 custam mais cerca de 185 % e as estacas menos 14 %, sendo que esta diferença no custo das estacas representa cerca de 66 % do custo das vigas de fundação.

Compreende-se assim a prática habitual dos empreiteiros de fundações quando, partindo de um plano de cargas fornecido pelo projectista da estrutura, em que este usa apoios de encastramento perfeito na modelação, (modelo 1), implementam uma solução de fundações por estacas semelhante à utilizada no modelo 6, isto é, redistribuindo para vigas de grande inércia parte dos esforços a transmitir aos terrenos, conseguindo assim aligeirar soluções e custos no

6.2. SIMULAÇÃO DOS CUSTOS PARA ESTACAS E VIGAS DE FUNDAÇÃO NOS MODELOS 3, 4, 5 E 6

que se refere apenas às estacas, o que não acontecia caso usassem um modelo semelhante ao modelo 5 utilizado neste trabalho. De referir que na prática este tipo de abordagem permite muitas vezes reduzir até o diâmetro das estacas a usar em obra, com uma diminuição muito expressiva do custo final das estacas.

Note-se que, nestes casos, ainda que as vigas de fundação sejam incluídas no projecto da fundação por estacas, aquelas não são incluídas no orçamento da empresa da especialidade, ficando a sua execução e custo por conta da empreitada geral.

Das análises anteriores pode concluir-se o seguinte:

1. quando se comparam os modelos integrados (modelos 2, 3 e 4), considerando no modelo 2 vigas de fundação para efeitos de travamento, o modelo 4 é o que conduz à solução mais cara, tanto ao nível de vigas de fundação e estacas como em termo de custos finais, embora se tenha verificado que o custo das estacas é idêntico nos três modelos;
2. comparando os modelos integrados com os modelos autónomos, verifica-se que os modelos autónomos conduzem a soluções com custo final inferior;
3. nas análises de custo relativas aos modelos 5 e 6, verifica-se que quando se comparam os dois modelos existe um aumento de custo muito significativo para as vigas de fundação e uma redução também significativa para as estacas do modelo 6, embora esta diferença não se tenha reflectido de forma expressiva em termos de custos finais.

Capítulo 7

Considerações finais e futuros desenvolvimentos

7.1 Considerações finais

O principal objectivo deste trabalho era o estudo da implementação de vigas de fundação em edifícios de porte médio fundados por estacas e analisar os seus efeitos ao nível de esforços e deformações. A escassez de bibliografia e o facto do tema em estudo ser mais de domínio prático levou, para além de um breve resumo bibliográfico que serviu de ponte aos desenvolvimentos seguintes, a abordar aspectos que se basearam essencialmente em modelos de fundação implantados com base num de edifício tipo de 10 pisos.

Os estudos realizados recorreram à utilização de um programa de cálculo tridimensional por elementos finitos “Sap 2000”, tanto ao nível da modelação estrutural como da modelação das estacas e da interacção destas com o terreno através de apoios elásticos, tendo-se considerado diferentes características nos terrenos

Relativamente aos esforços foram estudadas duas Hipóteses distintas, a primeira considerando a rigidez real dos maciços de encabeçamento e a segunda considerando a rigidez real majorada por um factor multiplicativo. No que diz respeito aos dois modelos de fundação autónomos abordados (modelo 5 e 6), as análises efectuadas para as duas Hipóteses estudadas demonstraram que a consideração de vigas de fundação de maior inércia resultaram numa diminuição significativa dos esforços na cabeça das estacas, sendo na Hipótese 2 a redução mais drástica. Nos modelos integrados (modelos 3 e 4) a consideração do modelo 3 também resultou numa diminuição dos esforços na cabeça das estacas, com excepção do esforço transversal, contudo, a implementação das vigas de maior inércia (modelo 4) resultou num aumento generalizado dos momentos flectores e esforços transversos.

Em relação às restantes secções analisadas, base dos pilares, maciços de encabeçamento e vigas de fundação, os resultados obtidos mantêm genericamente o mesmo padrão, isto porque, a

consideração de vigas de fundação de maior inércia leva a um aumento generalizado dos esforços nos casos analisados.

Na Hipótese 1 e nos casos em que se compararam os modelos 1 e 2, verificou-se que nas secções analisadas a introdução da solução de fundação por estacas resultou num aumento dos esforços na base dos pilares. Verificou-se também que, as análises efectuadas para terrenos com taxa de variação do módulo de reacção do solo igual a $n_h = 5$ e 10 MN/m^3 conduziram, na generalidade dos casos, a esforços da mesma ordem de grandeza. Nos casos em que se avaliaram esforços com $n_h = 0,5 \text{ MN/m}^3$ a análise das deformações da cabeça e ponta das estacas permitiu verificar um movimento de translação das mesmas, pois o deslocamento horizontal era praticamente igual em ambas as extremidades e, esta situação, não é habitual nem se recomenda no tipo de estrutura analisada, sendo que se concluiu que tais valores não deviam ser usados para tirar conclusões.

A análise das deformações em termos de assentamentos máximos absolutos e as rotações relativas, mostra que todos os modelos e alinhamentos analisados segundo o EC7 cumprem os valores máximos estipulados no seu anexo H. Nas duas Hipóteses estudadas, quando se compararam os assentamentos máximos absolutos e diferenciais nos maciços de encabeçamento verificaram-se menores assentamentos para a Hipótese 2, no entanto, ambas apresentaram rotações relativas da mesma ordem de grandeza.

Quando se compararam os modelos, verificou-se que a introdução de vigas de fundação (modelos 3 e 4) em detrimento do modelo 2 e a consideração de vigas de maior inércia (modelo 4) em função do modelo 3, apresentaram alterações pouco significativas em relação às rotações relativas e aos assentamentos máximos absolutos e diferenciais.

Relativamente à análise de custos, no dimensionamento das armaduras das vigas de fundação verificou-se que as vigas de maior secção transversal apresentam uma maior armadura longitudinal e transversal, ainda que, essa diferença seja mais acentuada aquando da comparação dos modelos 5 e 6. Nas estacas constatou-se que as armaduras não sofrem alteração significativa com a introdução de vigas de fundação nos modelos integrados mas que ocorre uma redução muito significativa nos modelos autónomos quando se comparam estes com os modelos integrados equivalentes.

Na avaliação dos custos finais dos processos construtivos inerentes à execução de vigas de fundação e estacaria, conclui-se que os custos globais das estacas comparativamente às vigas de fundação são muito superiores. Conclui-se também que nos modelos integrados estudados o custo das estacas é idêntico em todos os modelos, sendo que o custo final não varia mais do que +8 % quando se comparam entre si os diferentes modelos.

Por outro lado, comparando modelos equivalentes, modelos integrados e autónomos, verificou-se que os modelos autónomos conduzem a custos finais mais reduzidos, atingindo cerca de -10 e -19 % quando se comparam os modelos com vigas de fundação de pequena e grande inércia, respectivamente.

Também se confirmou que a prática habitual de separar os custos das vigas de fundação e das estacas, quando se procede a cálculos separados da estrutura e das fundações por estacas e se redistribuem os esforços nos apoios para as vigas de fundação de grande inércia, encontra justificação no elevado custo final das vigas e na redução significativa do custo das estacas.

7.2 Futuros desenvolvimentos

Com a finalidade de contribuir para o prosseguimento de trabalhos futuros um dos aspectos mais importantes a ser estudado é a consideração de outras estruturas tipo. Em particular, outros modelos de edifício que poderão levantar alguns aspectos interessantes poderão ser edifícios de pequeno porte, por si só mais rígidos, e edifícios de elevado porte, mais flexíveis, que permitirão verificar se as conclusões retiradas neste trabalho se mantêm.

Não se tendo encontrado justificação para a prática habitual dos projectistas no que se refere à imposição artificial de uma maior rigidez aos maciços de encabeçamento de estacas, este é um aspecto a estudar com outro tipo de estruturas, ainda que o mesmo adquira, talvez mais significado, na análise de maciços isolados de grandes dimensões.

Outro aspecto interessante a ter conta em trabalhos futuros é a consideração de estacas com diferentes relações diâmetro/comprimento, não só pelo facto de oferecerem diferentes condições de interacção fundação/terreno, mas sobretudo por permitirem análises complementares aos modelos estudados.

Sugere-se ainda a utilização de modelos numéricos contínuos considerando não-linearidade para descrever o comportamento dos terrenos, na perspectiva de uma mais correcta modelação da interacção fundação/terreno.

Bibliografia

- Adam, M. e Lejay, I. (1971). *Étude des pieux sollicités horizontalement. Détermination du module de réaction dans un sol donné.* Annls. ITBTP, nr 280, Théories et Methodes de Calcul, nr 137, pp. 126-156.
- Arga, Lima, J.;Mun, M., e Monteiro, U. (1985). *Betão armado. Esforços normais e de flexão.Rebap-83.* Lnec.
- Barros, R. (2009). *Análise de blocos de concreto armado sobre duas estacas com cálice totalmente embutido mediante presença de viga de travamento.* Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Blévyot, J. e Frémy, R. (1967). *Semelles sur pieux. Annales de Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.* v.20, nr. 230, p. 223-295, Fev.
- Bond, A. e Harris, A. (2008). *Decoding Eurocode 7.* Taylor & Francis.
- Calavera, J. (1991). *Calculo de estructuras de cimentacion.* Instituto Tecnico de Materiales y Construcciones, Madrid, Espanha.
- Computers e Structures (2010). Sap 2000 v14 users manual,integrated software for structural, analysis & design.
- Davisson, M. e Prakash, S. (1963). *A review of soil-pile behaviour.* High. Res. Rec. nr 39, pp. 25-48.
- EC2 (2004). *EN 1992-1-1-Eurocode 2, Part 1-1 Design of concrete structures.* CEN, European Committee for Standardization, Brussels.
- EC7 (2004). *EN 1997-1-Eurocode 7, Geotechnical design, part 1: General rules.* CEN, European Committee for Standardization, Brussels.
- Francisco, R. (2007). *Caracterização técnico-económica dos diferentes tipos de fundações profundas.* Instituto superior Técnico, UTL.
- Lúcio, V. (2009). *Projecto Estrutural.* Sebenta, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

- Matlock, H. e Reese, L. (1960). *Generalized solutions for laterally loaded piles*. J. Soil Mech. Found. Div. , ASCE, vol. 86, SM5, pp. 63-91.
- Montoya, P. J. Meseguer, A. e Cabre, M. (2000). *Hormigon Armado. 14 Edición Basada em EHE ajustada al Código Modelo y Eurocódig*. Barcelona, Gustavo Gili.
- Palmer, L. e Thompson, J. (1948). *Horizontal pressure and deflection along the embedded lengths of piles subjected to lateral thrust*. Proc.2nd ICSMFE, Rotterdam, vol. 5, pp. 156-161.
- Peck, R. e Davisson, M. (1962). *Discussion*. Trans., ASCE, vol. 127, pt.4, p.413.
- Ramilo, N. (2009). *Modelação de núcleos de edifícios*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, UTL.
- Reese, L. e Matlock, H. (1956). *Non dimensional solutions for laterally loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth*. Proc. 8th Texas Conf. on Soil Mech. Found. Engng., Spec. Publ. nr 29, Bureau of Engng. Res., Univ. of Texas.
- Romãozinho, M. (2008). *Análise das prescrições da EN 1998-1 aplicadas a estruturas de edifícios de betão armado com recurso a um exemplo prático*. Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, UTL.
- RSA (1983). *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. DL nr 235/83 de 31 de Maio.
- Rueff, M. e Varatojo, P. (2006). Efeito de interacção estrutura/fundação no dimensionamento de fundações em estacas. *10 Congresso Nacional de Geotecnia*. UNL, página 10.
- Santos, J. A. (2008). *Fundações por Estacas Acções Horizontais*. Sebenta, Mestrado em Engenharia Civil, Instituto Superior Técnico, Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura.
- Varatojo, P. (1996). *Estacas carregadas horizontalmente. Análise e dimensionamento*. Tese de doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Verdeyen, J. e Gillet, J. (1967). *La resistance des fondations profondes sous le effect de charges transversales appliquées au dessus de la surface du soil*. Lab. de Mec. des Sols, Bruxelles, Bull. nr 20.

Apêndices

Apêndice A

Critérios de pré-dimensionamento

A.1 Verificações

- Forças verticais

Tabela A.1: Verificação do edifício tipo às cargas verticais

Cargas	Forças Verticais “Sap 2000” (kN)	Elementos	Forças Verticais analíticas (kN)
DEAD	88040,09	Lajes	56250,00
		Vigas	18000,00
		Pilares	7762,50
		Núcleo	4312,50
Rcp	16484,41	Paredes divisórias	17100,00
Q	9331,19	Sobrecargas	9720,00
Total	113855,70	Total	113145,00
erro 0,63%			
DEAD-Peso próprio dos elementos estruturais constituintes no “Sap 2000”			
RCP-Restantes cargas permanentes			
Q-Sobrecargas			

- Coeficiente sísmico

Tabela A.2: Verificação relativa ao coeficiente sísmico β

Cargas	Forças Verticais (kN)	\sum Força basal (kN)	β
DEAD	88040,09	6178,77	0,05
Rcp	16484,41		
Q	9331,19		
Total	113855,70		

Apêndice B

Tabelas para determinação de armaduras em estacas

Tabela B.2: Diâmetros e armaduras em estacas

ϕ (mm)		Carga axial para as seguintes tensões no betão (kN)			A 400 NR Armaduras mínimas		Taxa de armadura (kg/m³)
		5.0 MPa	5.5 MPa	6.0 MPa	As _{longitudinal}	cintas	
400	não majorado	630	690	750	6 ϕ 12	ϕ 8//.15	69.3
	majorado	880	966	1050			
500	não majorado	980	1080	1180	9 ϕ 12 ou 6 ϕ 16		62.2 ou 69.7
	majorado	1370	1512	1652			
600	não majorado	1410	1550	1690	7 ϕ 16		56.9
	majorado	1974	2170	2360			
800	não majorado	2510	2760	3010	8 ϕ 20	ϕ 10//.15	60.0
	majorado	3514	3860	4210			
1000	não majorado	3920	4310	4710	12 ϕ 20 ou 8 ϕ 25		54.3 ou 55.8
	majorado	5490	6030	6590			
1100	não majorado	4750	5220	5700	15 ϕ 20 ou 10 ϕ 25		54.3 ou 55.6
	majorado	6650	7310	7980			
1200	não majorado	5650	6220	6780	18 ϕ 20 ou 12 ϕ 25		53.1 ou 54.6
	majorado	7910	8710	9490			

Apêndice C

Tabela para determinação de armaduras de estacas

Tabela C.1: Pesos de armaduras longitudinais e transversais para estacas por metro linear

PESO DE ARMADURAS LONGITUDINAIS DAS ESTACAS (Kg/ml)									
DIÂMETRO 10 mm		DIÂMETRO 12 mm		DIÂMETRO 16 mm		DIÂMETRO 20 mm		DIÂMETRO 25 mm	
NºVar.	Peso (Kg/ml)	NºVar.	Peso (Kg/ml)	NºVar.	Peso (Kg/ml)	NºVar.	Peso (Kg/ml)	NºVar.	Peso (Kg/ml)
5	3,085	5	4,440	5	7,90	5	12,35	5	19,25
6	3,702	6	5,328	6	9,48	6	14,82	6	23,10
7	4,319	7	6,216	7	11,06	7	17,29	7	26,95
8	4,936	8	7,104	8	12,64	8	19,76	8	30,80
9	5,530	9	7,992	9	14,22	9	22,23	9	34,65
10	6,170	10	8,880	10	15,80	10	24,70	10	38,50
		11	9,788	11	17,38	11	27,17	11	42,35
		12	10,656	12	18,96	12	29,64	12	46,20
				13	20,54	13	32,11	13	50,05
				14	22,12	14	34,58	14	53,90
				15	23,70	15	37,05	15	57,75
						16	39,52	16	61,60
						17	41,99	17	65,45
						18	44,46	18	69,30
						19	46,93	19	73,15
						20	49,40	20	77,00

PESO DAS ARMADURAS TRANSVERSAIS DAS ESTACAS (Kg / ml)									
DIÂMETRO CINTA	AFASTAMENTO (cm)	DIÂMETRO ESTACAS:							
		Ø 40	Ø 50	Ø 60	Ø 70	Ø 80	Ø 90	Ø 100	Ø 110
Ø 6	15	1,41	1,87	2,24	2,71				
	20	1,07	1,41	1,69	2,03				
	25	0,87	1,14	1,36	1,63				
Ø 8	20	1,90	2,51	3,00	3,62	4,17	4,79	5,29	5,91
	25	1,54	2,02	2,42	2,90	3,35	3,84	4,04	4,73
	30	1,30	1,90	2,02	2,13	2,80	3,21	3,54	3,95
Ø 10	20			4,69	5,66	6,54	7,49	8,26	9,23
	25			3,77	1,54	5,23	6,00	6,62	7,39
	30			3,16	3,80	4,37	5,01	5,53	6,17
DIÂMETRO CINTA		30	40	48	58	67	77	85	95